REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Mohamed Elbachir El Ibrahimi

Bordj Bou Arreridj

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie Civil

MÉMOIRE

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Étude d'une halle métallique avec un pont roulant à usage industriel implanté à Bordj Bou Arreridj

Dirigé par :

Dr. Mazoz aida

Réalisé par :

Chouidida Ahmed

Devant le jury composé de :

Président : Mr Ziani Hocine

Examinateur : Mr Logzit Nacer

Examinateur : Mr Abelmeziane Nabil

Promotion : 2024/2025

Remerciements

*Nous remercions tout d'abords « **ALLAH** » le tout puissant de nous avoir aidé à achever ce modeste travail*

*Nous exprimons nos vifs remerciements à notre encadrant **Dr MAZOZ AIDA** (maitre de conférence classe A à l'université de BBA) pour son soutien inconditionnel, sa disponibilité, ses conseils, son apport et l'aide permanente qu'il nous a prodigué.*

Nos remerciements vont aussi à tous les membres du jury, qui ont accepté d'évaluer notre travail.

Nous ne mettons pas de remercier tous les professeurs de l'université de BBA pour leurs conseils durant les années d'études

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de loin ou de près à la concrétisation de ce travail.

CHOUIDIDA AHMED

اهداء

إلى من غرسا في قلبي القيم، وسندا لي في كل مراحل حياتي... إلى **أمي و أبي**، كل الامتنان والحب لما بذلتماه من أجل أن أكون هنا. إلى إخوتي عبد الرؤوف وبلال، كنتم دائما العون والدافع.

إلى أصدقائي: **وليد، فخر الدين، أكرم، لعياشي، مارية، بتول، وأميرة**، شكرا لكل لحظة شاركتموني فيها الطريق، بالدعم والضحكة والمواقف التي لا تُنسى. إلى أساتذتي الكرام، أنتم من منحني المفاتيح الأولى للعلم. وإلى دفعة 2025، زملاء الرحلة والطموح، كل التوفيق لنا جميعا فيما هو قادم

Résumé :
Ce projet de fin d'études porte sur le calcul d'une halle métallique menu d'un pont roulant bipoutre pouvant soulever et déplacer une charge de 5 tonnes. La structure est située dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj.
Ce projet est élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien RNV 99 /V2013, ensuite le dimensionnement des différents éléments secondaires ainsi que l'étude du chemin de roulement selon la partie 6 de l'Eurocode3. Ensuite, on a fait l'étude dynamique de la structure selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99/V 2003 en exploitant le logiciel Robot Structural Analysais, y compris l'étude des assemblages selon les Règles CCM97 et l'étude des fondations selon les Règles de BAEL 91.

Mots clés : Halle métallique, Neige et vent, pont roulant, Séisme, Assemblage, Fondation.

الخلاصة:
يهدف هذا المشروع الى دراسة هيكل معدني مجهز برافعة علوية مزدوجة العارضة قادرة على رفع ونقل حمولة 5 أطنان. يقع الهيكل في ولاية برج بوعريريج. تمت دراسة هذا المشروع على عدة مراحل؛ أولاً، تقدير الأحمال، بالإضافة إلى تأثير الحمولات المناخية (الثلوج والرياح)، وفقًا للقواعد الجزائرية RNV 99/V2013، ثم تحديد ابعاد العناصر الثانوية المختلفة ودراسة العارضة وفقًا للجزء 6 من Eurocode 3. بعد ذلك، أجريت دراسة ديناميكية للهيكل وفقًا للقواعد الزلازلية الجزائرية RPA 99/V 2003 باستخدام برنامج تحليل الهياكل ROBOT، بما في ذلك دراسة الوصلات وفقًا لقواعد CCM97 ودراسة الأساسات وفقًا لقواعد BAEL 91.

الكلمات المفتاحية:
هيكل معدني، تاثير الثلوج والرياح، رافعة علوية، تاثير الزلازال، الوصلات، الاساسات

Abstract:
This final year project focuses on the structural analysis of a steel hall equipped with a double-girder overhead crane capable of lifting and moving a 5-ton load. The structure is located in the wilaya of Bordj Bou Arreridj.
The project was carried out in several stages. It began with the assessment of permanent and variable loads, as well as the effects of climatic actions (snow and wind) in accordance with the Algerian Regulation RNV 99 / Version 2013. Then, the design of the various secondary structural elements and the study of the crane runway were conducted based on Part 6 of Eurocode 3.
After that, a dynamic analysis of the structure was performed in accordance with the Algerian Seismic Code RPA 99 / Version 2003, using **Robot Structural Analysis** software. The study also included the analysis of joints based on **CCM97** rules and the design of foundations in accordance with **BAEL 91** regulations.

Keywords: Steel hall, Snow and wind, Overhead crane, Earthquake, Connection, Foundation.

SOMMAIR

Introduction générale

Introduction 1

Chapitre I : Présentation de projet

I.2 Présentation du projet 1

I.2.1 Données géométriques 1

I.2.2 Données concernant le site d'implantation 2

I.2.3 Les portes et les ouvertures 2

I.2.4 Couverture et bardage 2

I.3 Règlement et matériaux utilisés 2

I.3.1 Règlements utilisés 2

I.3.2 Matériaux utilisés 2

I.3.3 Organes d'assemblages 3

I.3.4 Stabilité d'ensemble 3

Chapitre II : calcul des surcharges climatiques de neige et de vent (selon les Règles RNV99)

II.1 Action de la neige sur la toiture de la halle métallique 6

II.1.1 Charge de neige Sk sur le sol 6

II.1.2 Valeur du coefficient de forme de la toiture (μ) 6

II.2 Action du vent sur la halle métallique 7

II.2.1 Détermination du coefficient dynamique Cd 8

II.2.2 Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} 8

II.2.2.1 Hauteur de référence z_e 8

II.2.2.2 Coefficient d'exposition au vent C_e 9

II.2.3 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi} 11

II.2.3.1 Coefficients de pression extérieure C_{pe} : 11

II.2.3.2 Coefficients de pression intérieure C_{pi} 17

II.2.4 Calcul des pressions q_j dues au vent 18

II.2.5 Calcul des forces de frottement 21

II.3 Schémas récapitulatifs 23

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaires

III.1 Calcul des pannes 26

III.1.1 Définition 26

III.1.2 Détermination des charges et surcharges 26

III.1.3 Combinaisons de charge les plus défavorables 27

III.1.4 Pré dimensionnement 27

III.1.5 Vérification à la sécurité 29

III.1.5.1 Vérification à l'état limite ultime 29

III.1.5.1.1 Vérification à la flexion 29

III.1.5.1.2 Vérification au cisaillement 30
III.1.5.1.3 Vérification au déversement 30
III.1.5.2 Vérification à l'état limite de service 32
III.1.5.2.1 Vérification à la flèche 32
III.2 Calcul des liernes 33
III.2.1 Introduction 33
III.2.2 Dimensionnement des liernes 33
III.2.3 Calcul de la section des liernes 34
III.3 Calcul de l'échantignolle 35
III.3.1 Introduction 35
III.3.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle 35
III.3.3 Dimensionnement de l'échantignolle 35
III.3.4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle 36
III.4 Calcul des lisses de bardages 36
III.4.1 Introduction 36
III.4.2 Détermination des charges et surcharges 36
III.4.3 Surcharge climatique due au vent 37
III.4.3.1 Combinaisons d'action 37
III.4.4 Pré dimensionnement 37
III.4.4.1 Dimensionnement des lisses 38
III.4.4.2 Détermination des sollicitations 38
III.4.5 Vérification de la résistance des lisses 38
III.4.5.1 Vérification à L'ELS 39
III.4.5.2 Vérification la flèche 39
III.4.6 Dimensionnement des lisses (avec des liernes) 39
III.4.6.1 Détermination des sollicitations 39
III.4.6.2 Vérification de la résistance des lisses (avec des liernes) 40
III.4.6.2.1 Condition de résistance 40
III.4.6.2.2 Vérification au cisaillement 40
III.4.6.2.3 Vérification au diversement 40
III.4.7 Dimensionnement des liernes 42
III.4.7.1 Calcul de la section des liernes 42
III.5 Calcul des potelets 43
III.5.1 Introduction 43
III.5.2 Charges permanentes G :(verticale concentrée) 43
III.5.3 Surcharge climatique V (vent) 44
III.5.4 Dimensionnement du potelet 44
III.5.5 Vérification de la section à la résistance 44

III.5.5.1 Sous la flexion 44
III.5.5.2 Sous l'effort normal 44
III.5.6 Vérification de l'élément aux instabilités 45
III.5.6.1 Flexion composée avec risque de déversement 45
III.5.7 Vérification au flambement 48
III.5.8 Vérification au déversement 48
III.5.9 Conclusion 48
III.6 Etude de stabilités et contreventements 48
III.6.1 Introduction 48
III.6.2 Calcul de la poutre au vent en pignon 49
III.6.3 Effort en tête de poteau 49
III.6.4 Section de la diagonale 49
III.6.5 Vérification les diagonales à la traction 50
III.6.6 Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité 52
III.6.7 Vérification aux instabilités (diversement + flambement) 53
III.6.8 Vérification au flambement 56
III.6.9 Vérification au déversement 57
III.6.10 Conclusion 57
III.7 Calcul poutre sablière 58
III.7.1 Généralité 58
III.7.2 Pré dimensionnement 58
III.7.3 Conditions de la résistance 58
III.7.3.1 Vérification de la poutre sablière au flambement 58
III.7.3.2 Vérification de flexion et compressions 59
III.7.3.3 Vérification au flambement 60
Chapitre IV : Etude du chemin de roulement
IV.1 Introduction 62
IV.2 Définition 62
IV.3 Calcul structural 62
IV.3.1 Evaluation des charges 63
IV.3.2 Calcul des réactions au niveau des galets 63
IV.3.2.1 Réaction verticale maximale par galet 63
IV.3.2.2 Réaction verticale minimale par galet 64
IV.3.3 Charges horizontales 64
IV.3.3.1 Charge horizontale longitudinale 65
IV.3.3.2 Charge horizontale transversales 65
IV.3.3.3 Force horizontales produits lors des accélérations et des décélérations du chariot 66
IV.3.4 Dimensionnement de la poutre de roulement 66

IV.3.5 Vérification au états limite de service ELS 67
IV.3.6 Calcul des sollicitations internes 68
IV.3.6.1 Calcul des moments maximaux 68
IV.3.6.2 Calcul de l'effort tranchant maximal 69
IV.3.6.3 Charge totale pondérée 70
IV.3.7 Vérification de la section a l'ELU 72
IV.3.7.1 Classe de la section : 72
IV.3.7.2 Résistance au cisaillement aux appuis 72
IV.3.7.3 Résistance de la section a la flexion déviée (biaxiale) composée 72
IV.3.7.4 Résistance aux instabilités 73
IV.3.7.5 Résistance au voilement (EC3, page187) 76
IV.3.7.6 Contrainte de compression verticale locale 76
IV.3.8 Dimensionnement du support du chemin de roulement (Corbeau) 77
IV.4 Conclusion 78
Chapitre V : Etude sismique
V.1 Introduction 81
V.2 Les conditions d'application de la Méthode Statique Équivalente 81
V.3 Principe de la Méthode MSE 82
V.3.1 Calcul de la force sismique totale V 82
V.3.1.1 Coefficient d'accélération de zone A 82
V.3.1.2 Facteur d'amplification dynamique moyen D 82
V.4 Poids total de la structure (W) 84
V.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 85
V.6 conclusion 86
ChapitreVI : Vérification des éléments de la structure avec ROBOT
VI.1 Introduction 88
VI.2 Panne 88
VI.3 Lisse 90
VI.4 Potelet 91
VI.5 Poutre au vent 93
VI.6 Palée de stabilité 94
VI.7 Poutre de chemin de roulement 96
VI.8 Ferme 97
VI.9 Poteaux 99
Chapitre VII : Assemblage avec étude fondation
VII.1 Introduction 102
VII.2 Choix de type de fondation 102
VII.3 Le rapport géotechnique 102
VII.3.1 Investigation In-situ 102

VII.3.2 Caractéristique géotechnique 102
VII.4 Pied de poteau 102
VII.5 Efforts sollicitant 102
VII.6 Dimensionnement de la plaque d'assise 103
VII.7 Disposition constructive 104
VII.8 Vérification de la résistance du pied de poteau 104
VII.8.1 Vérification de la résistance à la compression 104
VII.8.2 Vérification de la résistance à la traction 105
VII.9 Vérification de la présence d'un effet de levier 106
VII.10 Calcul de la base de potelet 114
VII.11 Choix du type de la plaque d'assise 115
VII.12 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise 115
VII.13 Assemblage Console de la poutre à chemin de roulement-poteau 124
VII.13.1 Évaluation des charges 124
VII.13.2 Calcul du moment résistant 125
VII.13.3 Vérification a la résistance de lame du Poteau 125
VII.13.3.1 Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone tendue 126
VII.13.3.2 Vérification a la résistance de l'âme du Poteau dans la zone comprimée 126
VII.14 Assemblage poteau – traverse 157
VII.15 Vérification de l'assemblage (traverse-traverse) 168
VII.16 Etude des fondations 177

Liste des Figures :

Figure I.1. vue en 3D de la structure 1
Figure I.2. vue du coté pignon de l'ossature 4
Figure I.3. Vue du côté long pan de l'ossature 4
Figure I.4. Vue de dessus de l'ossature 4
Figure II.1. Surcharge de Neige sur la toiture 7
Figure II.2. Vent perpendiculaire au long-pan 7
Figure II.3. Vent perpendiculaire au pignon 8
Figure II.4. Légende pour les parois verticales 11
Figure II.5. Répartition des Cpe pour les parois verticales (sens V1) 12
Figure II.6. Zones de pression pour la toiture (sens V1) 13
Figure II.7. Valeurs de Cpe pour chaque zone de la toiture (sens V1) 14
Figure II.8. Zones de pression et répartition des Cpe pour les parois verticales (sens V2) 15
Figure II.9. Zones de pression pour la toiture (sens V2) 16
Figure II.10. Zones de pression et répartition des Cpe pour la toiture (sens V2) 17
Figure II.11. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V1 19
Figure II.12. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V1 20
Figure II.13. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V2 21
Figure II.14. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V2 21
Figure II.15. Surcharges de vent pour (sens V1) 24
Figure II.16. Surcharges de vent pour (sens V2 24
Figure III.1. Schéma statique sous charge d'entretien 26
Figure III.2. Moment due à la charge d'entretien 27
Figure III.3. présentations les charges et les moments 32
Figure III.4. Présentation d'un lierne 33
Figure III.5. Présentation d'un lierne 34
Figure III.6. Dimensions de l'échantignolle 36
Figure III.7. les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z. 37
Figure III.8. Représentation des efforts 43
Figure III.9. Schéma statique du potelet 43
Figure III.10. Schéma statique des contreventements de la toiture 49
Figure III.11. Surface tributaire d'une palée de stabilité 51
Figure III.12. Palée de stabilité 51
Figure III.13. Présentation la sablière 58
Figure III.14. Pont roulant 62
Figure III.15. Dimensions et hauteurs 62
Figure IV.1. Caractéristiques géométriques du rail A65 67
Figure IV.2. Support du chemin de roulement (Corbeau) 78
Figure IV.3. Poutre de roulement avec un rail 79

Liste des tableaux :

Tableau II.1. Facteur de terrain 9
Tableau II.2. Valeurs du coefficient d'exposition au vent Ce 10
Tableau II.3. Valeurs de la pression dynamique 11
Tableau II.3. Valeurs de surface et de Cpe pour chaque zone des parois verticales (sens V1) 12
Tableau II.4. Valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (sens V1) 13
Tableau II.5. Valeurs de Cpe pour chaque zone de la toiture (sens V1) 14
Tableau II.6. Valeurs des surfaces et Cpe des zones de vent pour les parois verticales (sens V2) 15
Tableau II.7. Valeurs des surfaces des zones de vent pour la toiture (sens V2) 16
Tableau II.8. Valeurs de Cpe pour chaque zone de la toiture (sens V2) 17
Tableau II.9. Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V1 19
Tableau II.10. Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V1 19
Tableau II.11. Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V2 20
Tableau II.12. Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V2 21
Tableau II.13. Caractéristiques de l'IPE140 52
Tableau III.1. Les caractéristiques du profilé HEA360 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1) 66
Tableau III.2. Caractéristiques du rail A65 67
Tableau IV.1. Critère q 84
Tableau IV.2. Poids des éléments 85

NOTATIONS

Les principales notations utilisées sont les suivants :

A : Aire de la section brute.

A_{net}: Aire de la section nette.

A_{eff} : Aire de la section efficace.

A_v: Aire de cisaillement.

H : Hauteur de la section transversale.

b : Largueur des semelles.

r : Rayon du congé de raccordement.

t_f : Epaisseur des semelles.

t_w : Epaisseur de l'âme.

$I_{y,z}$: Moment d'inertie.

$i_{y,z}$: Rayon de giration de la section.

I_w : Facteur de gauchissement.

It : Moment d'inertie de torsion.

w_{Plyz} : Module plastique de la section.

w_{elyz} : Module élastique de la section.

W_{eff} : Module élastique efficace de la section.

N_{Pl} : Effort normal résistant plastique.

N_u : Effort normal ultime de la section nette.

N_{net} : Effort normal résistant de la section nette.

$M_{ply,z}$: Moment résistant plastique de la section.

$M_{ely,z}$: Moment résistant élastique de la section.

$M_{eff,z}$: Moment résistant de la section efficace.

M_{cr}: Moment critique de déversement.

λ_{yz} : Elancement réduit pour le mode de flambement.

λ_{cr} : Elancement critique d'Euler.

χ_{YZ} : Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.

Φ : Diamètre d'une armature transversale.

μ_{ser} : Moment ultime à L'ELS (mu).

μ_{bu} : Moment réduit à L'ELU.

α : Facteur d'imperfection pour le flambement

$Q_{r.max}$: Charge maximale par galet de l'appareil de levage en charge.

$Q_{r.(max)}$: Charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage en charge.

$\sum Q_{r.max}$: Somme des charges maximales chemin de roulement de l'appareil de levage en charge.

$\sum Q_{r.(max)}$: Somme des charges maximales d'accompagnement

$Q_{r.(max)}$Par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge.

Qh_{nom} : Masse à lever nominale.

Q_{C1} : Poids propre du pont roulant.

Q_{C2} : Poids propre du chariot.

Q_h : Poids propre de la masse à lever.

Qr_{min}: Charge minimale par galet de l'appareil de levage a vide.

$Q_{r,(\min)}$: Charge d'accompagnement par galet de l'appareil de levage a vide.

$\sum Qr_{min}$: Somme des charges minimales

Qr_{min}: Par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge.

$\sum Q_{r,(\min)}$: Somme des charges minimales d'accompagnement

$Q_{r,(\min)}$Par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge.

n_r : Nombre de poutres de roulement. K : Force d'entrainement.

φ_5 : Coefficient dynamique.

m_w : Nombre de galets entraines.

μ : Coefficient de frottement (acier – acier).

x : Glissement latéral (guidage par le flanc des galets).

f : Coefficient non positif ou α est l'angle de marche en crabe.

e : Distance de la paire de galet 2 au guidage.

m : Système indépendant de galets fixes.

n : Nombre de paires de galets.

Q_h : La masse à lever

l_{eff} : La largeur efficace dame sur laquelle la pression locale est évaluée.

$h_{r,wear}$: La hauteur du rail en tenant compte du l'usure (wear).

$h_{r,w}$: La hauteur de rail.

$\sigma_{z,sd}$: Contrainte de compression verticale sous la semelle supérieure.

f_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance du béton a la traction.

K_1 ; Kk_2 : Forces longitudinales de la force d'entrainement.

H_T: Forces Horizontales Transversales.

Q_H : la masse à lever.

Q_{C2} : Le poids du chariot.

$Q_{r.max}$: Charge verticale maximale.

H_L : Charge horizontale longitudinale.

H_{eq}: Effort horizontal équivalent appliquer en tête de chaque poteau.

φ : Défaut initial d'aplomb.

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Depuis le milieu du XVIII^{ème} siècle, le fer a commencé à faire son apparition comme matériau de construction. Les progrès techniques réalisés dans le domaine de la production métallique contribuèrent à l'amélioration des qualités de ce matériau : le fer en fonte, puis à l'apparition d'un autre matériau appelé : « **acier** ». Ce dernier dérivant directement du fer apparut à la fin du XIX^{ème} siècle, modifie l'environnement de la construction. Mais cela ne se limitait pas seulement à l'acier, il y a aussi l'acier doux, l'acier haute résistance et les aciers spéciaux. Ils se diffèrent par leur taux de carbone. La sécurité est inversement proportionnelle à la teneur en carbone, c'est pour cela que seuls les aciers doux (à faible taux de carbone : 0,05% à 0,3%) sont autorisés en construction métallique.

Les performances de ce nouveau matériau entraînèrent aussi la modification des procédés d'assemblage : du rivetage au boulonnage puis à la découverte de la soudure ; également à l'apparition des produits fabriqués en usine avec des dimensions importantes.

Plusieurs travaux impressionnants ont marqué le développement de la construction métallique comme la construction du « *Cristal Palace* » à Londres en 1851 qui est un bâtiment avec un revêtement en verre reposant sur une ossature métallique ; la réalisation en 1889 de la « *Tour Eiffel* » à Paris qui s'élève à 320m de hauteur, composé de
12 000 barres assemblées entre elles par 2 500 000 boulons ; la réalisation des ponts comme le pont suspendu au Japon de 1990m de portée ; sans oublier la réalisation des gratte-ciels de très grande hauteur si on ne cite que celui de Taipeh à Taiwan avec 101 étages et 508m de haut.

Les bâtiments métalliques peuvent être conçus fort différemment selon leur exploitation, leur environnement, les exigences architecturales et les habitudes des constructeurs, De cela, on distingue les bâtiments à étage avec des ossatures métalliques pour un usage d'habitation, de bureau, les halles métalliques qui englobent un espace libre important pour usage soit sportif, soit culturel, soit industriel, voire un usage d'entrepôts.

L'acier est utilisé de plus en plus pour ces capacités économiques, mécanique et sa légèreté. En construction métallique, l'étude des phénomènes d'instabilité est particulièrement importante car ils sont très fréquents étant donné le fait d'utiliser des éléments minces et de grand élancement.

Pour vérifier la sécurité d'une construction, on doit tenir compte de trois critères tels que : le critère **de résistance**, **de rigidité** et **de stabilité**.
De ce fait, notre projet de fin d'étude de master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage métallique. L'ouvrage en question est une halle métallique industriel avec un pont roulant de capacité de 5 tonnes dont l'implantation est prévue à Bordj Bou Arreridj exact à belimour.
L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis ROBOT qui permet à la fois de modéliser, analyser et de dimensionner différents types de structure, ainsi après un redimensionnement des différents éléments de la structure,

un model 3D de celle-ci est implanté le logiciel.
Ce travail est composé d'une introduction, d'une conclusion et d' autres chapitres qui sont comme suit :

- **Chapitre 1 : Présentation du projet**
- **Chapitre 2 : Calcul des surcharges climatiques de neige et de vent (selon les Règles RNV99)**
- **Chapitre3 : Etude des éléments secondaires**
- **Chapitre 4 : Etude de chemin de roulement**
- **Chapitre 5 : Etude sismique**
- **Chapitre 6 : Vérification des éléments de la structure avec ROBOT**
- **Chapitre 7 : Assemblage avec étude fondation**

Chapitre I : Présentation de projet

Chapitre I : Présentation de projet

I.1 Introduction

La charpente métallique, ou même l'ossature métallique, ont traditionnellement été utilisées pour les bâtiments industriels, ou agricoles. Elles permettent de couvrir de grandes surfaces de charpente dans des halls de stockage. La charpente métallique est également utilisée, de nos jours, pour la couverture des garages ou des abris de jardin. Elle est encore peu employée pour la réalisation de logements, mais son utilisation dans le secteur de l'habitat collectif ou particulier est destinée à se développer.

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que les efforts extérieur appliqué à la construction s'acheminent dans ces différents éléments et les attaches assurant la liaison entre ces éléments, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction.

I.2 Présentation du projet

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, notre travail consiste à l'etude d'un hangar en charpente métallique avec pont roulant de capacité de 5 tonnes destiné à servir d'atelier industiel dans la wilaya de **Bordj Bou Arreridj** à **Belimour** en Algérie.

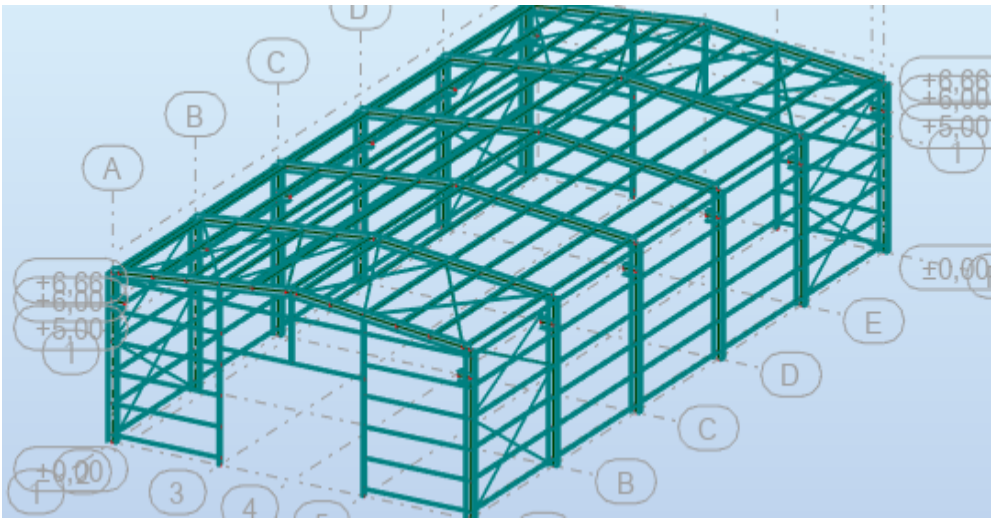


Figure I.1. vue en 3D de la structure

I.2.1 Données géométriques

- Longueur totale du long-pans = 30.00 m
- Largeur totale du pignon = 15.00 m
- Hauteur totale =6.65 m
- Elévation du long-pans = 6.00m
- Hauteur des poteaux =6.00m
- La hauteur utile (pont roulant) = 5.00 m
- Distance entre portique = 6.00m
- Toiture a deux versants avec une inclinaison $\alpha = 5°$

I.2.2 Données concernant le site d'implantation

-Altitude : 928 m

-zone de sismicité IIa (sismicité moyenne) d'après la classification établie par le RPA 99 (modifie 2003).

-zone A pour la neige d'après le DTR C2-47 RNV version 2013.

-zone II du vent d'après le DTR C2-47 RNV version 2013.

-La contrainte admissible du sol ∂ sol= 1.4 bars (rapport géotechnique du sol)

-Site de catégorie III (sol meuble)

I.2.3 Les portes et les ouvertures

Pignon : portail de dimension 6.04x4.14m et 2 fenêtres vitrées

Long-pans : sans ouverture

I.2.4 Couverture et bardage

La couverture est composée de TN40 fixés sur des pannes liées entre elles avec des liens et fixées à leur tour sur les fermes avec des échantignoles.
Le Bardage est composé de panneaux sandwichs fixés sur des lisses reliées entre elles avec des liens et fixées sur la structure principale.
On a utilisé des TN40

I.3 Règlement et matériaux utilisés

I.3.1 Règlements utilisés

- DTR BC 2.44 : CCM 97 dimensionnement des structures en acier
- DTR BC 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation
- DTR BC 2.48 : RPA99 v.2003 règle parasismique
- DTR C 2-4.7 : Règlement neige et vent RNV 2013
- CTICM : pour le calcul des ponts roulants.
- Eurocode 3 : pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique.

I.3.2 Matériaux utilisés

➢ **Acier**

L'acier de construction est de nuance S275 JR suivant la norme européenne **EN 10025.** Les caractéristiques mécaniques des membrures sont :

- Limite d'élasticité : fy = 275MPa
- La résistance à la traction : fu = 405 MPa
- Module d'élasticité longitudinale : E = 210 000MPa
- Module d'élasticité transversale : G = 83 000MPa
- La densité volumique ρ =7 850 kg/m
- Coefficient de Poisson : υ = 0.30
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12x10^{-6}$ /C°

Pour l'acier de ferraillage on utilise **FeE 400 H.A**

- La limite élastique σs = 400Mpa
- Module d'élasticité Es = 2.10^5 MPa

➢ **Béton**

Le béton des fondations a les caractéristiques suivantes :

- La résistance à la compression à 28 jours : fc28 = 25Mpa
- La résistance à la traction : ft28 = 0,6+ 0,06 fc28
- Enrobage des armatures : e = 5cm

I.3.3 Organes d'assemblages

➢ **Boulons**

Les boulons choisis pour les assemblages des éléments principaux de la structure seront de type :

Boulons HR de classe 10.9

- fyb = 900 MPA
- fub = 1000 MPA

➢ **Soudures**

Cordons de soudures = 0.7× min (T1, T2) avec :

T1, T2 : Les épaisseurs des pièces a assemblé.

Les soudures seront conformes à l'Euro code 3 « calcul des structures en acier ».

I.3.4 Stabilité d'ensemble

La stabilité d'ensemble est assurée quand en chaque point de la construction les efforts provenant des charges extérieures ne dépassent pas la capacité de résistance du matériau. En effet, les constructions doivent résister à un certain nombre de sollicitations ou charges dans des conditions habituelles (charge de service, neige et vent) ou même exceptionnelles (accident, séisme).

➢ **Portique**

Un portique est une structure hyperstatique élémentaire constituée de deux montants (poteaux) supportant une traverse (poutre). Sa fonction structurelle est de reprendre les charges qui s'appliquent sur lui (charge du vent, charges permanentes, charge sismique) en les déviant vers ses fondations pour générer ainsi un espace dégagé.il Assure la stabilité transversale de la structure.

➢ **Palée de stabilité**

Ossature triangulée composé de deux diagonales en X et une sablière, montée dans un plan vertical pour résister aux efforts horizontaux (vent, séisme, freinage du pont roulant) et les transmettre aux fondations. Elle Assure la stabilité longitudinale de la structure.

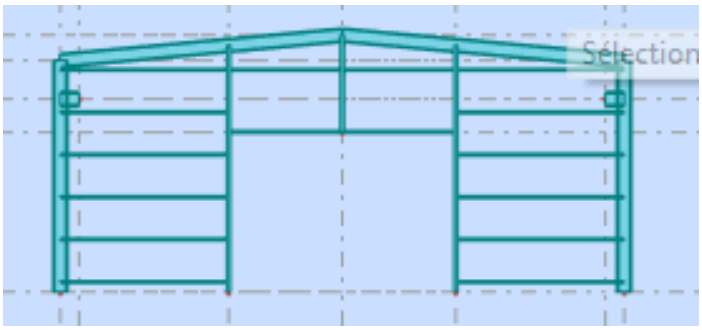


Figure II.2. vue du coté pignon de l'ossature

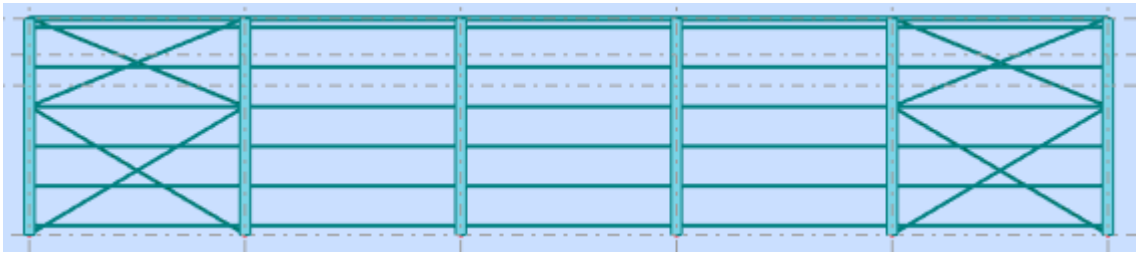


Figure III.3. Vue du côté long pan de l'ossature

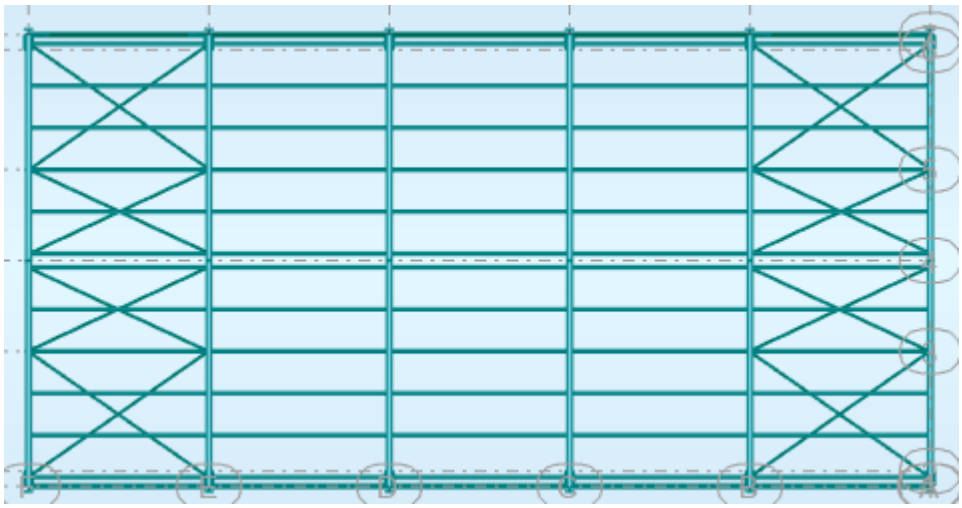


Figure I.4. Vue de dessus de l'ossature

Chapitre II : calcul des surcharges climatiques de neige et de vent (selon les Règles RNV99 Version 2013)

II.1 Action de la neige sur la toiture de la halle métallique

La toiture d'une construction est soumise à l'accumulation de la neige. Selon les Règles Algériennes **RNV99** qui sont applicables sur l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure à **200m**, **la valeur représentative de la charge statique de neige** dépend de la localisation du lieu d'implantation de l'ouvrage sur la carte des zones de neige, de l'altitude de ce site par rapport au niveau moyen de la mer et aussi de la forme de la toiture de l'ouvrage.

La charge caractéristique de neige (S**)** s'obtient par la formule suivante :

$S = \mu . S_k$ [kN/m^2] ..... (2.1)

Avec

S : charge caractéristique de neige par unité de surface (en KN/m^2)

S_k : charge de neige sur le sol en [kN/m^2]

μ : coefficient d'ajustement des charges ou coefficient de forme

Remarque *:*

Il n'est pas nécessaire de calculer les charges de neige suspendues en débord des toitures, car cette charge doit être prise en compte seulement pour les constructions situées à plus de **1000m** d'altitude, ce qui n'est pas le cas dans notre étude.

II.1.1 Charge de neige Sk sur le sol

La valeur de **S_k** varie suivant la localisation géographique et suivant l'altitude du lieu considéré.

a) Influence de la localisation géographique

La halle métallique est construite à **Bordj Bou Arreridj**, qui fait partie de la **zone A** selon les zones de neige définis par *la* RNV 99/2013, d'où on a la formule suivante :

Pour la **zone B** : $S_k = \frac{0{,}07.H+15}{100}$ ..... (2.2)

H : altitude par rapport au niveau de la mer du site considéré (en m).

b) Influence de l'altitude

Le site se trouve à une altitude de 928 m au-dessus de la mer.

H = 928 m $\Rightarrow S_k = \frac{0{,}07*928+15}{100} \Rightarrow$ ***S_k* = 0,799 *KN/m^2* = 79.9 *daN/m^2***

II.1.2 Valeur du coefficient de forme de la toiture (μ)

Elle est en fonction de la forme de la toiture. On a une toiture en pente de 10% (c'est-à-dire : α = 5°) à deux versants, sans obstacle de retenue ; (μ) s'obtient du Tableau des coefficients de forme pour une toiture à 2 versants avec une valeur unique de α

$0° < \alpha = 5° < 30°$; on a : $\mu = 0{,}8$

D'où la charge caractéristique de neige ***S*** est comme suit :

$S = 0{,}8 \times 79{,}9 \Rightarrow$ ***S = 63,92 daN/m^2***.

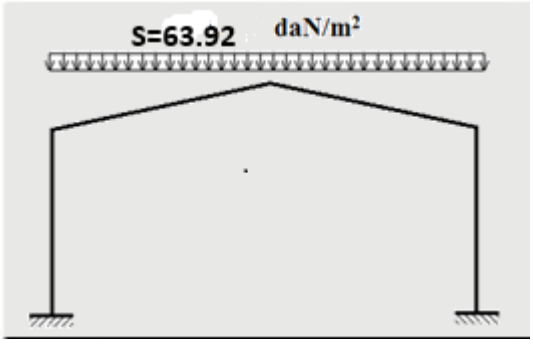


Figure II.1. Surcharge de Neige sur la toiture

II.2 Action du vent sur la halle métallique

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être effectuée pour déterminer l'action du vent dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément au règlement Algérien de Neige et Vent RNV99/2013. La pression du vent dépend d'un certain nombre de facteurs, en particulier :

- La région,
- Le site d'implantation,
- La hauteur de la construction,
- La forme géométrique de la construction,
- La rigidité de la construction et
- Les ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction.

Il s'agit, donc, de calculer la pression due au vent qj qui s'exerce sur un élément de surface ***j***. Les règles RNV99 sont applicables car notre structure a une hauteur totale H=10m < 200 m.

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la structure. Pour notre cas, on a une halle métallique de forme rectangulaire donc on considèrera les deux directions du vent qui sont :

- La direction du vent perpendiculaire au long-pan (**sens V_1**)
- La direction du vent perpendiculaire au pignon (**sens V_2**)

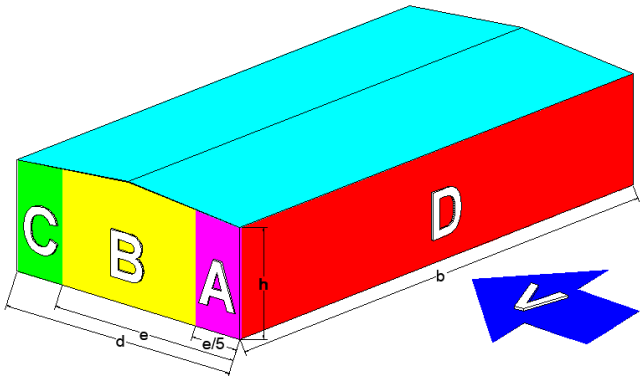


Figure IVI.2. Vent perpendiculaire au long-pan

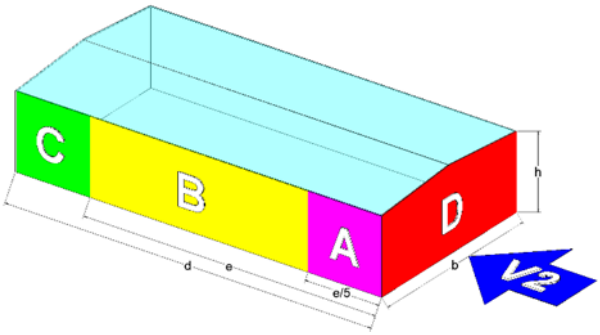


Figure V.3. Vent perpendiculaire au pignon

La pression (q_j) due au vent sur la surface de l'élément **j** est donnée par la formule suivante :

$q_j = C_d * W(z_j)$ En [N/m^2] ..... (2.3)

C_d : coefficient dynamique de la construction

W (z_j) : pression nette exercée sur l'élément de surface **j**, calculée à la hauteur $\mathbf{z_j}$ de l'élément, elle est donnée par :

$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}]$ En [N/m²] ..... (2.4)

Où $\mathbf{q_{dyn}}$: pression dynamique du vent calculée à la hauteur zj

$\mathbf{C_{pe}}$: coefficient de pression extérieure

$\mathbf{C_{pi}}$: coefficient de pression intérieure.

II.2.1 Détermination du coefficient dynamique Cd

Le coefficient dynamique **Cd** dépend du type de matériau de la construction ainsi que sa hauteur totale. Pour un bâtiment métallique de hauteur inférieure à 15m. On prend :
C_d =1 (chap.3§3.2 - RNV/2013)

II.2.2 Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn}

La pression dynamique $\mathbf{q_{dyn}}$ à la hauteur de référence $\mathbf{z_e}$ est donnée par (§2.3.1-RNV/2013) :

$q_{dyn}(z_e) = q_{réf} * C_e(z_e)$ En [N/m²] ..... (2.5)

Où $\mathbf{q_{réf}}$ **:** pression dynamique de référence (en N/m²),

$\mathbf{C_e\ (z_e)}$: coefficient d'exposition au vent,

La valeur de la pression dynamique de référence $\mathbf{q_{réf}}$ est en fonction de la zone de vent du lieu d'implantation. Bordj Bou_Arreridj fait partie de la **zone II**

⇒ $\mathbf{q_{réf}}$ **= 435 N/m²** (*Tableau 2.2, RNV99/2013*)

II.2.2.1 Hauteur de référence z_e

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, la hauteur de référence z_e est déterminée selon la figure 2.1 de RNV99/ 2013. Dans notre cas, la hauteur des parois verticales (h) est inférieure à la longueur ou la largeur (b) de la halle métallique étudiée, c'est à dire (h < b), alors, la structure doit être considérée comme un tout et il n'est plus nécessaire de la subdiviser en éléments de surface **j** horizontaux $\Longrightarrow$ $z_e = h = 6m$;
- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent, z_e est prise égale à la hauteur (h) de la halle métallique.
- Pour la toiture, z_e est prise égale à la hauteur maximale de la halle métallique, z_e=h=6.66m.

II.2.2.2 Coefficient d'exposition au vent C_e

Le coefficient d'exposition C_e tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. $C_e(z)$ est donné par l'expression ci-contre :

$C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) * [1 + 7I_v(z)]$ ..... (2.6)

Où :

C_t est le coefficient de topographie,

C_r est le coefficient de rugosité,

I_v est l'intensité de la turbulence,

z (en m) est la hauteur considérée.

a) Coefficient de topographie C_t

Le coefficient de topographie Ct (z) prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines et les dénivellations isolées.
Notre halle métallique est sise sur un site plat :
($\emptyset < 0{,}05$) $\Longrightarrow$ Ct **(z) = 1** [Fomule2.4-RNV99/2013]

b) Facteur de terrain K_T

La halle métallique est située dans une zone industrielle de **catégorie III** d'où les valeurs suivantes :

Catégorie de terrain	K_T	z_o (m)	z_{min} (m)	ε
III	0,215	0,3	5	0,61

Tableau II.1. Facteur de terrain

z_o : paramètre de rugosité,

z_{min} : hauteur minimale,

ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d.

c) Coefficient de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité **C_r (z)** traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique népérienne (chap.2 §2.4.4-RNV/2013):

- **Pour les parois verticales** :

Z = 9 m ⇒ z_{min} = 5 m ≤ z = 9 m ≤ 200m

Donc $C_r(z) = K_T * ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ ..... (2.7)

$$\Rightarrow \quad C_r(9m) = 0{,}215 * ln\left(\frac{6}{0{,}3}\right) = 0{,}644$$

- **Pour la toiture** :

Z = 6.66m ⇒ z_{min} = 5 m ≤ z = 6.66 m ≤ 200 m Donc $C_r(z) = K_T * ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$

$$\Rightarrow \quad C_r(10m) = 0{,}215 * ln\left(\frac{6.66}{0{,}3}\right) = 0{,}66$$

d) Intensité de turbulence Iv :

Elle est donnée par la formule suivante (§2.4.6 -RNV99/2013) :

Pour Z > Z_{min} = 5m → $I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * ln(\frac{z}{z_0})}$ ..... (2.8)

- **Pour les parois verticales** (z = 6 m)

$$I_v(9m) = \frac{1}{1 * ln(\frac{6}{0{,}3})} = 0{,}333$$

- **Pour la toiture** (z = 6.66 m)

$$I_v(10m) = \frac{1}{1 * ln(\frac{6.66}{0{,}3})} = \mathbf{0{,}322}$$

❖ **Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e**

Coefficients	C_t	C_r	I_v	$C_e(z)$
Parois verticales	1	0.644	0,333	1,38
Toiture	1	0.666	0,322	1,44

Tableau II.2. Valeurs du coefficient d'exposition au vent Ce

❖ **Valeurs de la pression dynamique du vent q_{dyn}**

Finalement, les valeurs de la pression dynamique **q_{dyn}** sont résumées dans le Tableau suivant :

	Z_e(m)	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_{réf}$ (N/m²)	q_{dyn} (N/m²)
Parois verticales	6	1	0.664	0,333	1,38	435	**600.73**

Toiture	6.66	1	0.66 6	0,3 22	1,4 4	435	**627.70**

Tableau III.3. Valeurs de la pression dynamique

II.2.3 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi}

II.2.3.1 Coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Comme notre construction est à base rectangulaire, le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend alors de la valeur de la surface chargée **S** (en m^2) de la paroi considérée, tel que :

$C_{pe} = C_{pe1}$ Si S ≤ 1m²

$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) log_{10}(S)$ Si 1m² < S < 10m²

$C_{pe} = C_{pe10}$ Si S ≥ 10 m² ..... (2.9)

❖ **Vent perpendiculaire au long-pan (sensV1) :**

a) - Parois verticales :

b = 30m ; d = 15m ; h = 6m ; e = min (b, 2xh) = min (30, 2x12) = 12m

Où **b** désigne la dimension du coté perpendiculaire au vent (en m)

d : dimension du coté parallèle au vent (en m)

e : excentricité (en m).

On a : **d = 15m > e =12m**

On divise donc, les parois verticales selon la légende du §5.1.2- chap.5-RNV99/2013) comme suit :

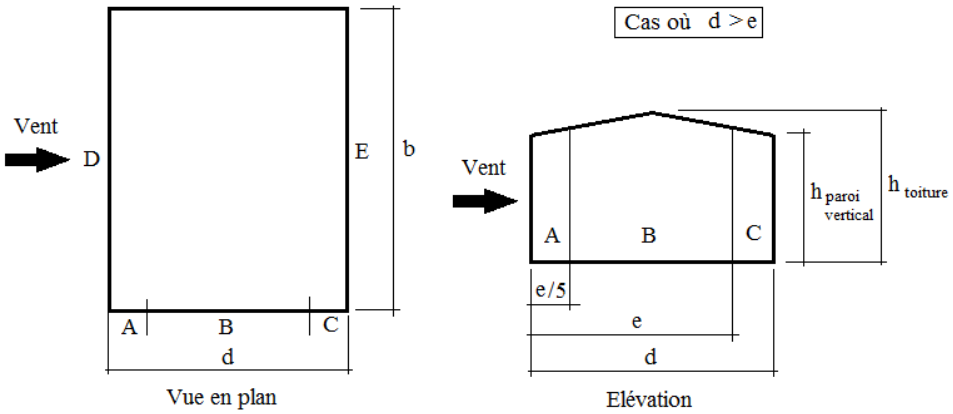


Figure VI.4. Légende pour les parois verticales

Par conséquent, les coefficients de pression extérieure C_{pe} pour chaque zone sont donnés au tableau suivant :

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

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	14.40	57.60	18	180	180
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.4. Valeurs de surface et de Cpe pour chaque zone des parois verticales (sens V1)

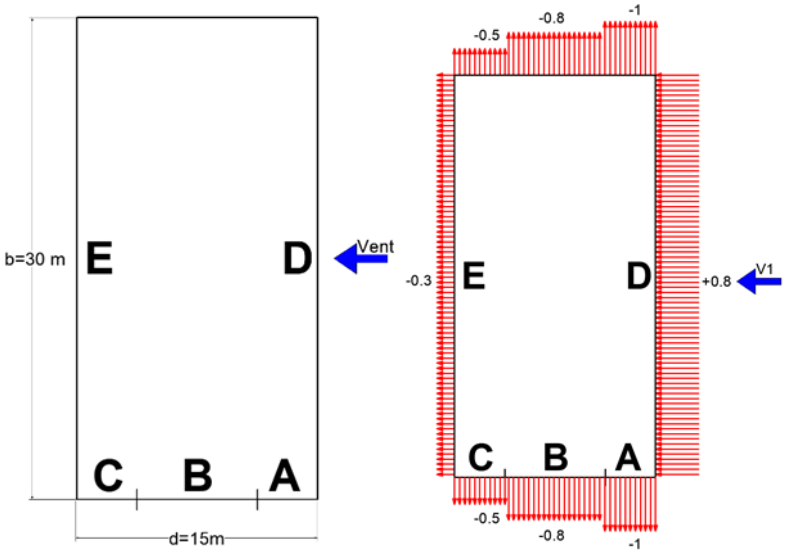


Figure II.5. Répartition des Cpe pour les parois verticales (sens V1)

b) - Toiture :

La direction du vent $\mathbf{V_1}$ est perpendiculaire aux génératrices de la toiture d'où l'angle $\boldsymbol{\theta}$ = **0°**

On a : $\boldsymbol{\theta} = \mathbf{0°}$; α=5° ; b=30m ; d=15 ; h=6.66m

e= min (b ; 2h) = min (30 ; 2x6.66) = 13.32m

Dans ce cas, on a cinq zones F, G, H, J et I qui sont présentées à la figure suivante :

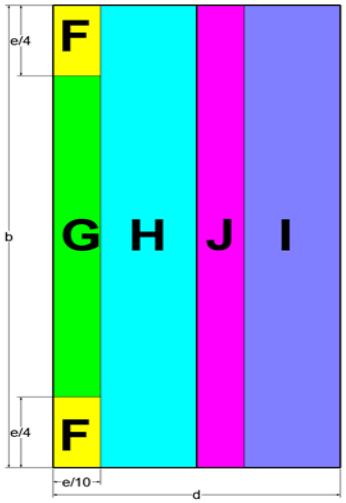


Figure II.6. Zones de pression pour la toiture (sens V1)

Les surfaces des zones F, G, H, J et I sont données par le tableau suivant :

La surface de chaque zone est $\geq 10m^2$, donc : $\mathbf{C_{pe} = C_{pe10}}$ (Voir §5.1.1.2 - RNV99/2013).

Zone	**F**		**G**		**H**		**J**		**I**	
Dimension Géométrique (m)	e/10	e/4	e/10	$b-\frac{2e}{4}$	$\frac{d}{2}-\frac{e}{10}$	b	e/10	b	$\frac{d}{2}-\frac{e}{10}$	b
	1.33	3.33	1.33	23.34	6.16	30	1.33	30	6.16	30
Surface (m^2)	4.42		31.04		184.80		39.90		184.80	

Tableau II.5. Valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (sens V1)

- Pour des valeurs de α situées entre 5° et 15° les valeurs de $\mathbf{C_{pe}}$ sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de $\mathbf{C_{pe}}$ (5°) et $\mathbf{C_{pe}}$ (15°) en appliquant la relation suivante :

  $C_{pe}(\alpha) = C_{pe}(5°) + \left[\frac{\alpha-5°}{15°-5°}\left(C_{pe}(15°) - C_{pe}(5°)\right)\right]$ ..... (2.10)

  La surface de la zone F est : $1m^2 < 4.42m^2 < 10m^2$ donc :

  Cpe(F) = Cpe (1) + (Cpe (10) - Cpe (1)) log10 (S)

  ⟹ Cpe(F) = -2.5 + (-1.7 + 2.5) log10 (4.42) = **-1.98**

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1,98	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6

Tableau IVI.6. Valeurs de Cpe pour chaque zone de la toiture (sens V1)

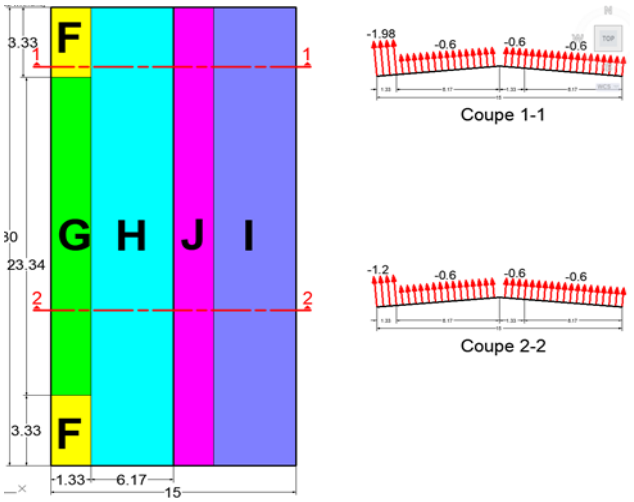


Figure VIII.7. Valeurs de Cpe pour chaque zone de la toiture (sens V1)

❖ **Vent perpendiculaire au pignon (Sens V_2) :**

a) - Parois verticales :

Pour la direction V_2 du vent, on a :

b = 15m ; d = 30m ; h = 6m ; e = min (b, 2h) = min (15,2×6) = 12m.

On voit bien que d > e, donc les parois verticales parallèles au vent V2 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme l'indique la figure 2.4 précédente.
Les surfaces des zones A, B, C, D, et E et les valeurs de C_{pe} correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E

Dimension Géométrique (m)	e/5	h	e-e/5	h	d-e	h	b	h	b	h
	2.4	6	9.6	6	18	6	15	6	15	6
Surface (m^2)	14.40		57.6		108		90		90	
$C_{pe} = C_{pe10}$	-1		-0.8		-0.5		+0.8		-0.3	

Tableau V.7. Valeurs des surfaces et Cpe des zones de vent pour les parois verticales (sens V2)

La figure 2.8 illustre la répartition des $\mathbf{C_{pe}}$ pour les parois verticales :

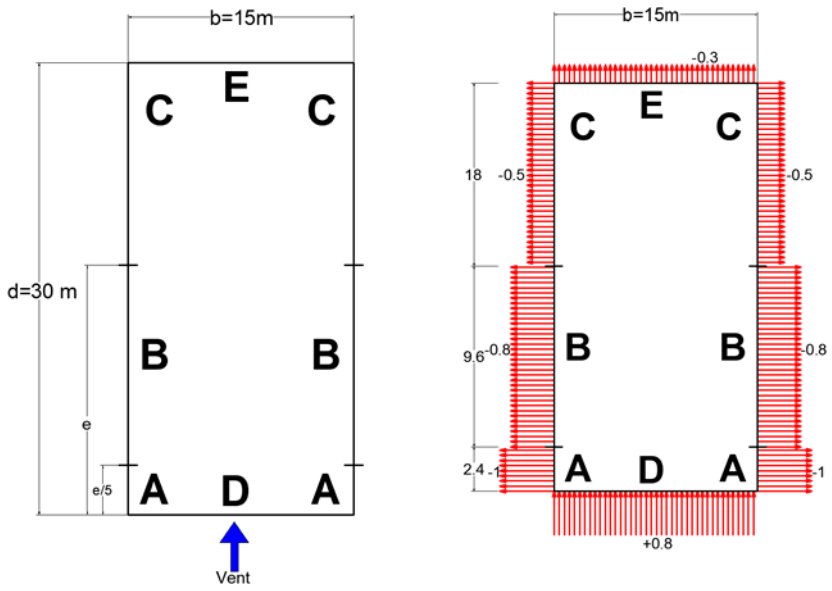


Figure VIII.8. Zones de pression et répartition des Cpe pour les parois verticales (sens V2)

b) - Toiture :

La direction du vent est parallèle aux génératrices de la toiture donc **θ = 90°**

On a : α = 5° ; b = 15m ; d = 30m ; h =6.66m

e = min (b ; 2h) = min (15 ; 2x6.66) = 13.32m

Selon le paragraphe (§5.1.8.1-RNV99/2013), on a quatre zones F, G, H et I qui sont présentées à la figure 2.9 suivante :

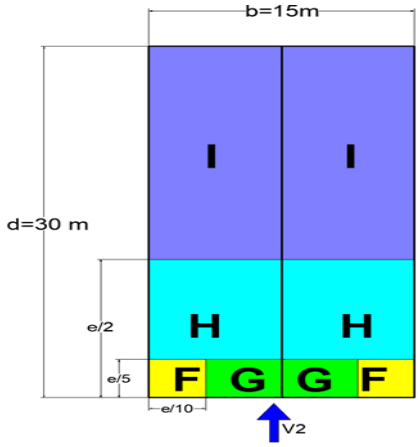


Figure IX.9. Zones de pression pour la toiture (sens V2)

Les surfaces des zones F, G, H et I sont données par le tableau suivant :

Zone	**F**		**G**		**H**		**I**	
Dimension Géométrique (m)	e/10	e/4	e/10	b/2 -e/4	e/2 - e/10	b/2	d-e/2	b/2
	1.33	3.33	1.33	4.17	5.32	7.5	23.34	7.5
Surface (m^2)	4.42		5.54		39.96		175.05	

Tableau VI.8. Valeurs des surfaces des zones de vent pour la toiture (sens V2)

N.B. : Pour toutes les zones, la surface de chacune est ≥ 10m², donc : $\mathbf{C_{pe} = C_{pe10}}$
Pour des valeurs de α situées entre 5° et 15° les valeurs de $\mathbf{C_{pe}}$ sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de $\mathbf{C_{pe}}$ (5°) et $\mathbf{C_{pe}}$ (15°).

- La surface de la zone F est : 1m² < 4.42m² < 10m² donc :
- Cpe(F) = Cpe(1) + (Cpe(10) - Cpe(1)) log10 (S)
- ⟹ Cpe(F) = -2.2 + (-1.6 + 2.2) log10 (4.42) = -1.81
- La surface de la zone G est : 1m² < 5.54m² < 10m² donc :
- Cpe(G) = Cpe(1) + (Cpe(10) - Cpe(1)) log10 (S)
- ⟹ Cpe(G) = -2 + (-1.3 + 2) log10 (5.54) = -1.47
- La surface des autres zones est ≥ 10m2, donc : Cpe = Cpe(10)

Le tableau suivant donne les valeurs de $\mathbf{C_{pe}}$ de chaque zone :

Zone	F	G	H	I
$C_{pe} = C_{pe10}$	-1,81	-1,47	-0,7	-0,6

Tableau II.9. Valeurs de Cpe pour chaque zone de la toiture (sens V2)

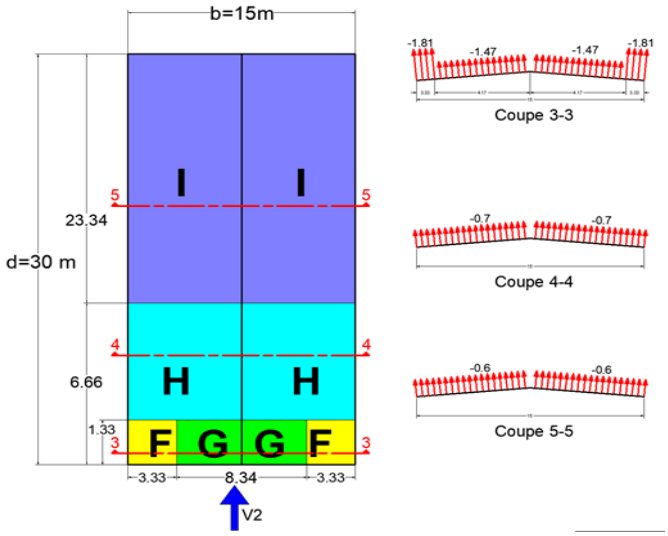


Figure II.10. Zones de pression et répartition des Cpe pour la toiture (sens V2)

II.2.3.2 Coefficients de pression intérieure C_{pi}

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure **C_{pi}** est déterminé à partir de (**la figure 5.14 - RNV99/2013**) avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum des\ surfaces\ des\ ouvertures\ où\ C_{pe} \leq 0}{\sum des\ surfaces\ de\ toutes\ les\ ouvertures}$$

❖ **Vent perpendiculaire au long-pan (sensV1)**

La sommes des surfaces de toutes les ouvertures = 50 m2

La sommes des ouvertures où C_pe ≤0 = 50m2

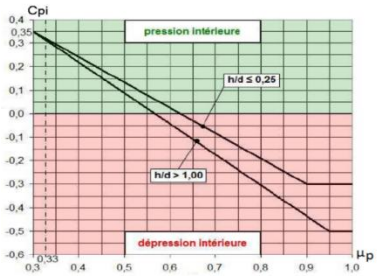
$\Rightarrow \mu_p = \frac{50}{50} = 1$

D'autre part, on a : 0,25 < h/d = 6/15 = 0,4< 1

Donc, le coefficient de pression intérieure **C_{pi}** doit être calculé par une interpolation linéaire :

$$C_{pi}\left(\mu_p; \frac{h}{d}\right) = C_{pi}(\mu_p ; 0{,}25) + \left[\frac{\frac{h}{d} - 0{,}25}{1 - 0{,}25}\left(C_{pi}(\mu_p ; 1) - C_{pi}(\mu_p ; 0{,}25)\right)\right]$$

$C_{pi}(1;0.4) = -0.3 + \left[\frac{0.4-0,25}{1-0,25}(-0.5+0.3)\right]$ = **-0.34**



❖ **Vent perpendiculaire au pignon (sens V2)**

- La sommes des surfaces de toutes les ouvertures = 50 m^2
- La sommes des ouvertures où $C_{pe} \leq 0$ = 25 m^2

$\Rightarrow \mu_p = \frac{25}{50} = 0.5$

D'autre part, on a : 0.25 < h/d =0.222 < 1

Le coefficient de pression intérieure **C_{pi}** doit être calculé par une interpolation linéaire :

$$C_{pi}\left(\mu_p; \frac{h}{d}\right) = C_{pi}(\mu_p ; 0{,}25) + \left[\frac{\frac{h}{d} - 0{,}25}{1 - 0{,}25}\left(C_{pi}(\mu_p ; 1) - C_{pi}(\mu_p ; 0{,}25)\right)\right]$$

$$C_{pi} = +0.14$$

II.2.4 Calcul des pressions q_j dues au vent

La pression ($\boldsymbol{q_j}$) due au vent sur la surface de l'élément **j** est donnée par la formule suivante :

$q_j = C_d * W(z_j)$ En [N/m^2]

W (z_j) : pression nette exercée sur l'élément de surface **j**, calculée à la hauteur **z_j** de l'élément :

$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}]$ En [N/m²]

Donc : $q_j = C_d * q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}]$

Où

C_d : coefficient dynamique de la construction

q_{dyn} : pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j

C_{pe} : coefficient de pression extérieure

C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

❖ **Vent perpendiculaire au long-pan (Sens V_1)**

a) Parois verticales :

Le tableau 2.9 donne les valeurs de pression $\boldsymbol{q_j}$ sur les parois verticales pour le sens V1:

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m²)

A	1	600.73	-1.00	- 0,34	-396.48
B			-0.8		-276.33
C			-0.5		-96.11
D			+0.8		+684.83
E			-0.3		+24.02

Tableau II.10. Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V1

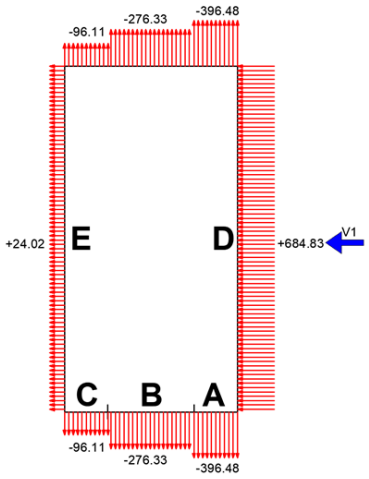


Figure II.11. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V1

b) Toitures :

Le tableau 2.10 donne les valeurs de pression q_j sur la toiture pour le **sens V1**

Zone	**C_d**	**q_{dyn} (N/m²)**	**C_{pe}**	**C_{pi}**	**q_j (N/m²)**
F	1	627.70	-1.98	-0.34	-1029.42
G			-1.20		-539.82
H			-0.6		-163.20
I			-0.6		-163.20
J			-0.6		-163.20

Tableau VII.11. Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V1

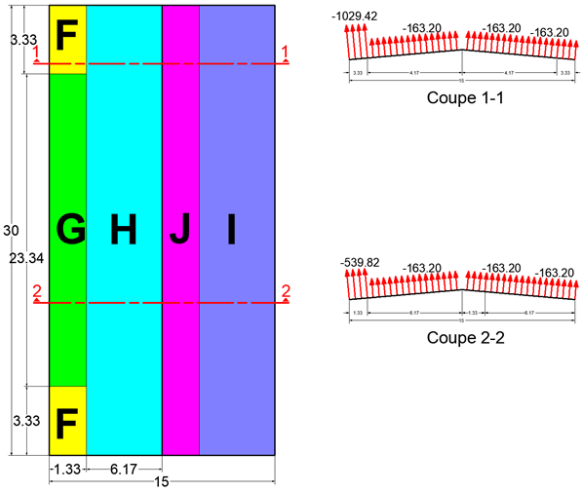


Figure XI.12. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V1

❖ **Vent perpendiculaire au pignon (sens V_2) :**

a) - Parois verticales :

Le tableau 2.11 donne les valeurs de pression q_j sur les parois verticales pour le sens V2 :

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m²)
A	1	600.73	-1.00	0.14	-684.83
B			-0.8		-564.00
C			-0.5		-384.00
D			+0.8		+396.00
E			-0.3		-264.32

Tableau VIII.12. Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V2

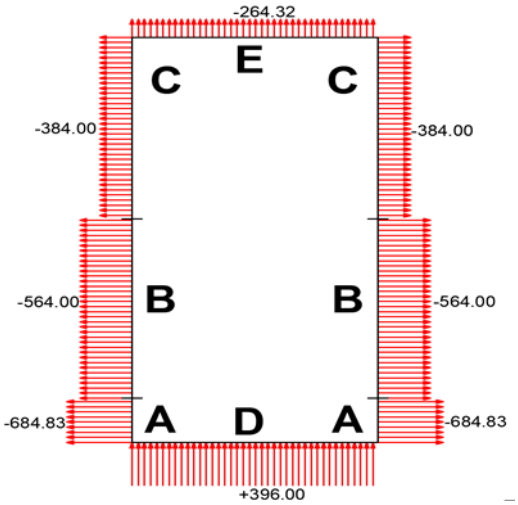


Figure XI.13. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V2

b) - Toiture :

Le tableau 2.12 donne les valeurs de pression q_j sur la toiture pour le **sens V2**

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m^2)
F	1	627.70	-1.81	0.14	-1224.01
G			-1.47		-1010.59
H			-0.7		-527.26
I			-0.6		-464.49
J			/		/

Tableau IX.13. Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V2

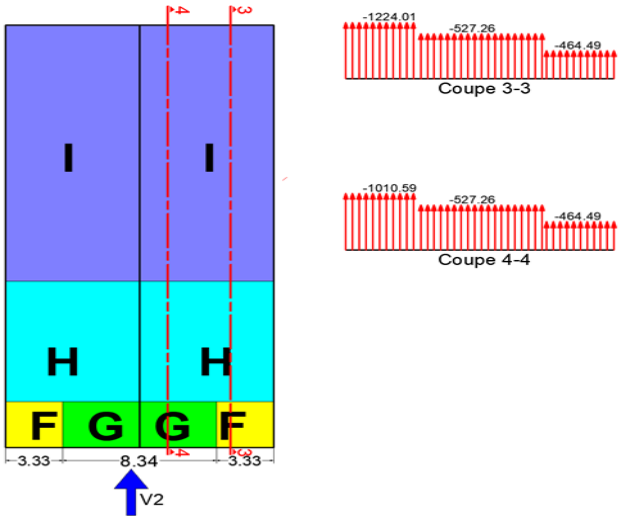


Figure XII.14. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V2

II.2.5 Calcul des forces de frottement

Selon RNV99/ 2013 (Chap.2-§ 2.6.3), les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

❖ **Vent perpendiculaire au Long-pan (sens V_1) :**

- Calcul de toutes les surfaces parallèles au vent :

  Les surfaces des deux pignons : $= 2\left[(6 \times 15) + \left(\frac{0.66 \times 15}{2}\right)\right] = 184m^2$

  La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

  $$= 2 \times \left(\frac{7.5}{cos\ 5°}\right) \times 30 = 451.71m^2$$

  $\Longrightarrow$ Total des surfaces parallèle au vent $= 184m^2 + 451.71m^2 = 635.71m^2$

- Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :

  Les surfaces des deux long-pans : $= 2 \times (6 \times 30) = 360m^2$

- Vérification de la condition du § 2.6.3-RNV99/2013 :

  Total des surfaces parallèles au vent ≤ 4× Total des surfaces perpendiculaire au vent :

  $983m^2 < 4 \times 360m^2 = 1440m^2$, C'est vérifié.

  $\Longrightarrow$ On peut, donc, négliger l'effet de frottement pour le cas du vent perpendiculaire au long-pan.

❖ **Vent perpendiculaire au Pignon (sens V_2) :**

- Calcul de toutes les surfaces parallèles au vent :

  Les surfaces des deux long-pans : $2 \times 6 \times 30 = 360m^2$

  La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

  $$= 2 \times \left(\frac{7.5}{cos\ 5°}\right) \times 30 = 451.71m^2$$

  $\Longrightarrow$ Total des surfaces parallèles au vent $= 360m^2 + 451.71m^2 = 811.71m^2$

- Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :

  Les surfaces des deux pignons : $= 2\left[(6 \times 15) + \left(\frac{0.66 \times 15}{2}\right)\right] = 184m^2$

- Vérification de la condition du § 2.6.3-RNV99/2013 :

  Total des surfaces parallèles au vent ≤ 4× Total des surfaces perpendiculaire au vent :

  $811.71m^2 < 4 \times 184m^2 = 73m^2$, C'est vérifié.

  $\Longrightarrow$ On peut, donc, négliger l'effet de frottement pour le cas du vent perpendiculaire au pignon.

a) Parois verticales :

❖ **Sens V_1**

● **Pour le long-pan :**

On prendra en compte la valeur de $q_j' = +684.83\ N/m^2$

Pour le pignon :

En faisant la moyenne des pressions de vent, on a :

$q_j' = -259.51 N/m^2$

❖ **Sens V_2**

● **Pour le long-pan** : $qj'' = -465.66 N/m^2$

● **Pour le pignon** : on prendra $q_j'' = +396 N/m^2$

D'où, la charge de vent normal $\mathbf{V_n}$ qui agit sur long-pan est : $\mathbf{V_n = q_j' = 684.83 N/m^2}$

Et celle du pignon est $\mathbf{V_n = q_j'' = -465.66\ N/m^2}$

CX

b) Toiture :

❖ **Sens V_1**

En faisant la moyenne des charges de vent agissant sur le versant le plus sollicité de la toiture, on obtient :

$q_j' = \mathbf{-249.31\ N/m^2}$

❖ **Sens V_2**

En faisant la même procédure que précédente, on a :

q_j

II.3 Schémas récapitulatifs

Après avoir calculé les surcharges climatiques de vent en respectant *la RNV 99/2013*, nous allons récapituler ici les surcharges de vent qu'on prendra en compte dans le prochain calcul.

❖ **Vent perpendiculaire au Long-pan (sens V_1) :**

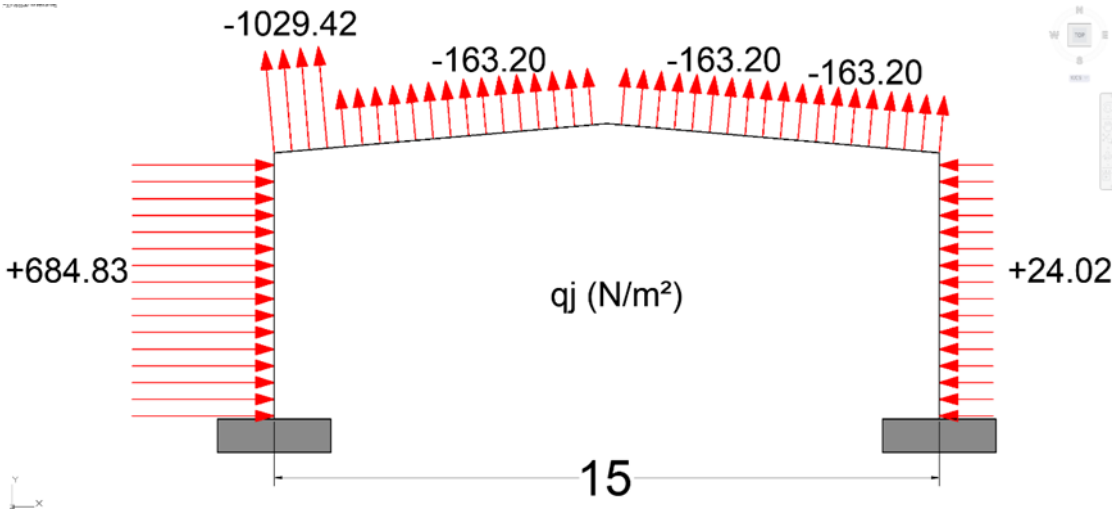


Figure II.15. Surcharges de vent pour (sens V1)

❖ **Vent perpendiculaire au Pignon (sens V_2) :**

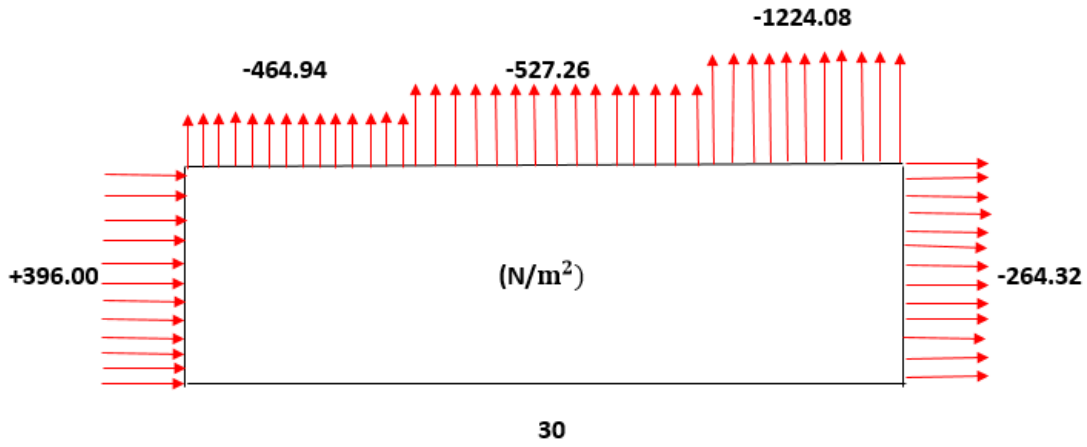


Figure II.16. Surcharges de vent pour (sens V2

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaires

III.1 Calcul des pannes

III.1.1 Définition

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

III.1.2 Détermination des charges et surcharges

A- Les charges permanentes : (selon le DTR. b1.c.2.2)

- Poids propre de la couverture (Tôle nervuré 40) ……12daN/m²
- Poids propre d'accessoires d'attache. ….....5daN/m²
- Poids propre des pannes est estimé à……12 daN/m²

G = [(P accessoire+P couverture) x e] + PP panne

e : espacement entre les pannes est : e = 1.4m

G = [(12 + 5) x1.4] + 12 = 35.8 daN/m²

B- Surcharge d'entretien P_{eq} :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 60kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

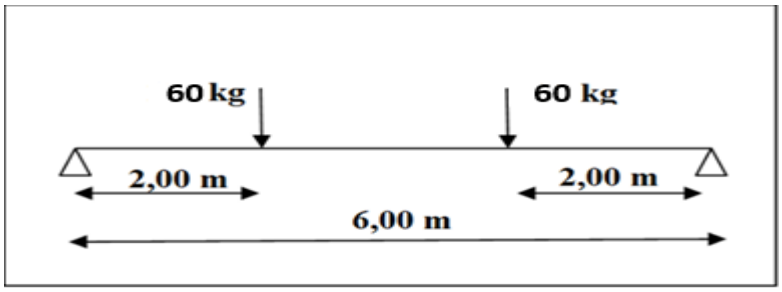


Figure XIII.1. Schéma statique sous charge d'entretien

Mmax = 60x 2 = 120 daN.m

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dues à P_{eq} aux charges ponctuelles P.

Mmax = $\frac{PL}{3} = \frac{PeqL^2}{8}$

Peq = $\frac{8}{3} \times \frac{P}{L} = \frac{8}{3} \times \frac{60}{6}$ ↔ Peq =26.66daN/ml

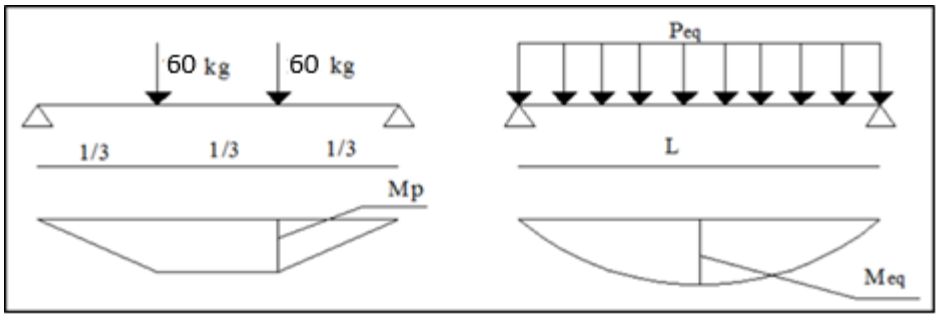


Figure XIV.2. Moment due à la charge d'entretien

C- Surcharge climatique du vent V (perpendiculaire au versant) :

Les pannes intermédiaires se trouvent dans les zones H et I

V = - 505,58N/m² = -50,56daN/m²

Donc $V = -50.56 \times 1.4 = -70.78 daN/ml$

D- Surcharge climatique de la neige :

N = 639 N/m² =63,9daN/m²

N=63.9 $\times 1.4 = 89.46$ daN/ml

III.1.3 Combinaisons de charge les plus défavorables

- **Les charges et surcharges appliquée :**

G=35.8daN/ml

Peq=26.66 daN/ml

V=-70.78 daN/ml

N= 89.46 daN/ml

III.1.4 Pré dimensionnement

❖ **ELS**

Action vers le bas ↓ :

Qsd_1 = G+Peq =35.8 $+26.66 = 62.46$ daN/ml

Qsd_2 = G+N = $35.8 + 89.46 = 125.26$ daN/ml

Action vers le haut ↑ :

Qsd_3 = G cos α –V = 35.8 $cos\ cos\ (5) - 70.78 = -35.1$daN/ml

Q_{sd} Max$(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3})$

$Q_{sd} = 125{,}26$ daN/ml

$$Q_{zsd} = Q_{sd}\ cos\ cos\ (\alpha) = 125.26\ cos\ cos\ (5) = 124.78 daN/ml$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd}\ sin\ sin\ (\alpha) = 125.26\ sin\ sin\ (5) = 11 daN/ml$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

L = 6 m : longueur du Panne

$$f \leq f_{ad}\ avec\ \ f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$f_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{124.78 \times (600)^4 \times 10^{-2}}{2{,}1 \times 10^6} 333.36cm^4$$

Donc on choisit **IPE140**

Ces caractéristiques sont :

IPE 140					
$h\ (mm)$	$b\ (mm)$	$t_f\ (mm)$	$t_w\ (mm)$	**r (mm)**	$A\ (cm^2)$
140	73	6.9	4.7	7.0	16.4
$I_z\ (cm^4)$	$I_y\ (cm^4)$	$W_{plz}\ (cm^3)$	$W_{ply}\ (cm^3)$	$A_{vz}\ (cm)$	$A_{vy}\ (cm)$
44.9	541	19.3	88.3	7.6	10.6

Action vers le bas ↓ :

Qsd_1 = 1,35G+1,5Peq = $1{,}35 \times 35.8 + 1{,}5 \times 26.66 = 88.3$ daN/ml

Qsd_2 = 1,35G+1,5N = $1{,}35 \times 35.8 + 1{,}5 \times 89.46 = 182.52$ daN/ml

Action vers le haut ↑ :

$Qsd_1 = G\ cos\ \alpha - 1{,}5\ V = 35.8\ cos\ cos\ (5) - 1{,}5 \times 70.75 = -70.46$ daN/ml

Qsd_2 = 1,35 G sin α = $1{,}35 \times 35.8\ sin\ sin\ (5) = 4.21$ daN/ml

Les combinaisons les plus défavorables à retenir par les calculs :

Resistance en section :

Qsd= 182.52 daN/ml

Qsd_z = Qsd cos α = 181.82 daN/ml

$$My.sd = \frac{Qsdz \times L^2}{8} = \frac{181.82 \times 6^2}{8} = 818.19daN/ml$$

$$Qsd_y = Qsd\ sin\ \alpha = 182.82 \times sin\ sin\ 5 = 15.9daN/ml$$

$$Mz.sd = \frac{Qsdy \times L^2}{8} = \frac{15.9 \times 3^2}{8} = 17.88\ daN/ml$$

III.1.5 Vérification à la sécurité

III.1.5.1 Vérification à l'état limite ultime

III.1.5.1.1 Vérification à la flexion

Calcul en plasticité (section de class 1 et 2) :

$$\left(\frac{Mysd}{Mply.rd}\right)^{\alpha} + \left(\frac{Mzsd}{Mplz.rd}\right)^{\beta} \leq 1.0$$

Ou $\alpha \; et \; \beta$ sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- Section **I** et **H** : $\alpha = 2 \; et \; \beta = 5n \geq 1$

Avec n= Nsd/Npl.rd = 0 $\rightarrow \beta = 1$

Class de section :

$$Class\ de\ la\ semelle : \quad \frac{C}{tf} = \frac{b/2}{tf} \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{275}{fy}} = \sqrt{\frac{275}{175}} = 1$$

$$\frac{b/2}{tf} = \frac{73/2}{6.9} = 5{,}28 \leq 10 \rightarrow semelle\ de\ class1$$

Class de l'âme :

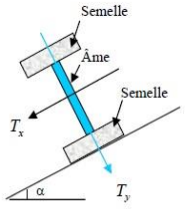
$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \quad \rightarrow \frac{112{,}2}{4{,}7} = 23{,}8 \leq 72 \rightarrow Ame\ de\ class1$$

La section est de class 1

Caractéristique géométrique de l'**IPE140**

Wel.y = 77,3 cm^3 Wel.z =12,3 cm^3

Wpl.y = 88,3 cm^3 Wpl.z =19,2 cm^3



$$M_{ply.\,Rd} = \frac{Wpl.y \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{88{,}3 \times 2750 \times 10^{-2}}{1{,}1} = 2207.5\ daN.m$$

$$M_{plz.\,Rd} = \frac{Wpl.z \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{19{,}2 \times 2750 \times 10^{-2}}{1{,}1} = 480\ daN.m$$

Remarque : dans notre cas l'effort normal (Nsd=0) donc $\beta = 1$

$$\left(\frac{Mysd}{Mply.rd}\right)^{\alpha} + \left(\frac{Mzsd}{Mplz.rd}\right)^{\beta} \leq 1.0$$

$$\left(\frac{818.19}{2207.5}\right)^{2} + \left(\frac{17.88}{480}\right)^{1} = 0{,}18 \leq 1.0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

III.1.5.1.2Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$V_{ysd} \leq V_{plysd}$ $\quad V_{plysd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$

$V_{zsd} \leq V_{plzsd}$ $\quad V_{plzsd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$

$$A_{vy} = 10{,}6\ cm^2$$

$$A_{vz} = 7{,}6\ cm^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{181.82 \times 6}{2} = 545.4daN$$

$$V_{ysd} = 0{,}625Q_{ysd} \times \left(\frac{l}{2}\right) = 0{,}625 \times\ 15.9 \times 3 = 29.81daN$$

$$V_{plysd} = \frac{10{,}6\left(2750/\sqrt{3}\right)}{1{,}1} = 15299.7\ daN$$

$$V_{plzsd} = \frac{7{,}6\left(\frac{2750}{\sqrt{3}}\right)}{1{,}1} = 10960.9daN$$

$V_{ysd} = 29.81daN \leq V_{plysd} =$

$15299.7\ daN$…… $vérifiée$

$V_{zsd} = 545.4daN \leq V_{plzsd} =$

$10960.9\ daN$…… $vérifiée$

III.1.5.1.3Vérification au déversement

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout au long de sa portée.

Calcul de moment ultime:

$Qsd_1 = G\ cos\ \alpha - 1{,}5\ V = 35.8\ cos\ cos\ (5) - 1{,}5 \times 71 = -70.83$ daN/ml

$Qsd_2 = 1{,}35\ G\ sin\ \alpha = 1{,}35 \times 35.8\ sin\ sin\ (5) = 4.21$ daN/ml

$Q_zsd : 70.8daN/ml \leftrightarrow My.sd = \frac{Qzsd \times L^2}{8} = \frac{70.8 \times 6^2}{8} = 318.6daN/ml$

$Q_ysd : \frac{4.21daN}{ml} \leftrightarrow Mz.sd = \frac{Qzsd \times L^2}{8} = \frac{4.21 \times 3^2}{8} = 4.73daN/ml$

$$M_{ply.\,Rd} = \frac{Wpl.y \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{88{,}3 \times 2750 \times 10^{-2}}{1{,}1} = 2207.5\ daN.m$$

$$MplZ.Rd = \frac{Wpl.z \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{19{,}2 \times 2750 \times 10^{-2}}{1{,}1} = 480.00\ daN.m$$

$$M_{ysd} \leq M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \qquad EC3\ Art\ 5.5.2\ (7)$$

Calcul de moment résistant au déversement

$$M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

β_w= 1 pour les sections de classes 1 et classes 2

x_{LT}: Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right](\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{600}{1.65}}{(1{,}132)^{0,5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{600}{1.65}}{\frac{14}{0{,}69}}\right)^2\right]^{0,25}} = 168.2$$

$$\lambda_1 = 93{,}9\varepsilon \qquad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$\beta_w = 1\ (pour\ les\ section\ de\ classe\ 1\ et\ 2)$

$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right](\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{168.2}{93{,}9 \times 0.92}\right](1)^{0,5} = 1.95$

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

$$\phi_{LT} = 0{,}5\left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0{,}2) + \overline{\lambda_{LT}}^2\right]$$

$$\phi_{LT} = 0{,}5[1 + 0{,}21(1{,}95 - 0{,}2) + 1{,}95^2] = 2.52$$

$$x_{LT} = \frac{1}{2.52 + \sqrt{2.52^2 - 1.95^2}} = 0{,}24$$

$$M_{bRd} = 0{,}24 \times 1 \times \frac{88{,}3 \times 10^{-3} \times 275}{1{,}1} = 5.34\ KN/m$$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}}\right)+\left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}}\right)\leq 1.0$$

$$\left(\frac{3.18}{5.34}\right)+\left(\frac{0.047}{4.825}\right)=0{,}6\leq 1.0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ cv$$

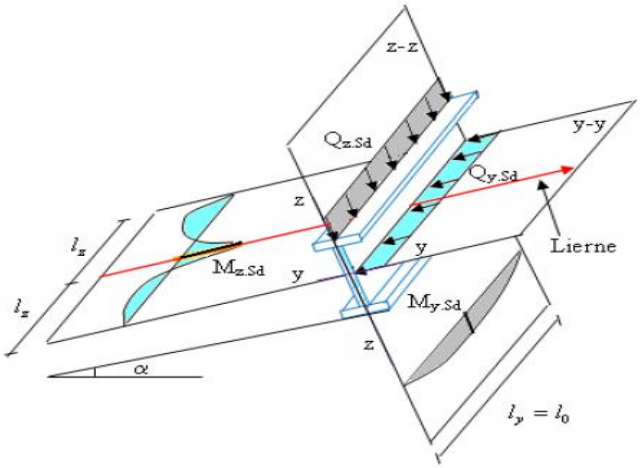


Figure XV.3. présentations les charges et les moments

III.1.5.2 Vérification à l'état limite de service

III.1.5.2.1Vérification à la flèche

Action vers le bas ↓ :

Qsd_1 = G+Peq = $35.8+26.66=62.46$ daN/ml

Qsd_2 = G+N = $35.8+89.46=125.26$ daN/ml

Action vers le haut ↑ :

Qsd_3 = G cos α –V = $35.8\ cos\ cos\ (5)\ -70.75=-35.08$daN/ml

Q_{sd} Max$(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3})$

$Q_{sd}=125.26$daN/ml

$$Q_{zsd}=Q_{sd}\ cos\ cos\ (\alpha)\ =125.26 cos\ cos\ (5)\ =124.78 daN/ml$$

$$Q_{ysd}=Q_{sd}\ sin\ sin\ (\alpha)\ =125.26\ \ sin\ sin\ (5)\ =10.91 daN/ml$$

Condition de vérification :

$$f\leq f_{ad}\ avec\ \ f_{ad}=\frac{l}{200}$$

- Flèche vérification (suivant zz')

Sur deux appuis :

$$f_{ad}=\frac{l}{200}=\frac{600}{200}=3cm$$

$$f_z=\frac{5}{384}\times\frac{124.78\times10^{-2}\times600^4}{2{,}1\times10^6\times541{,}2}=1{,}85\ cm$$

$f = 1{,}9\ cm \leq f_{ad} = 3cm$ ..... $vérifiée$

- Flèche vérification (suivant yy')

Sur trois appuis :

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1{,}5cm$$

$$f_y = \frac{2.02}{384} \times \frac{10.91 \times 10^{-2} \times 300^4}{2{,}1 \times 10^6 \times 44{,}9} = 0\ cm$$

f_y=0 $cm \leq f_{ad} = 1{,}5cm$..... $vérifiée$

Conclusion : le profilé choisit L'**IPE140** convient pour les pannes

III.2 Calcul des liernes

III.2.1 Introduction

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées débarres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lorsque la pente des versants (α) atteint 8 à 10%, l'effet de la charge **Q_x** (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient 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. Chaque fois que les pannes en profilés sont disposées normalement au versant, il convient de les entretoiser par un ou plusieurs cours de liernes en fer rond ou en cornière. Ces liernes, reliés entre elles au niveau du faîtage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

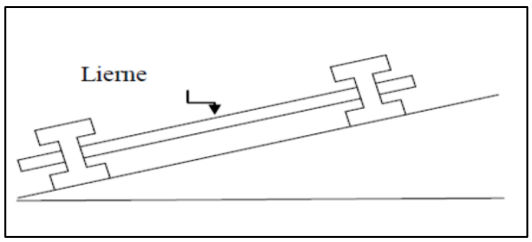


Figure III.4. Présentation d'un lierne

III.2.2 Dimensionnement des liernes

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1{,}25Q_y \times \frac{l}{2}$$

Q_y=16 daN/ml

$$R = 1{,}25 \times 16 \times \frac{6}{2} = 60daN$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{60}{2} = 30daN$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = R + T_1 = 60 + 30 = 90daN$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = R + T_2 = 60 + 90 = 150daN$$

Effort dans le tronçon L4 :

$$T_4 = R + T_3 = 60 + 150 = 210daN$$

Effort dans les diagonales L5 :

$$2T_5 \, sin \, sin \, \theta \; = T_4 \qquad \rightarrow T_5 = \frac{T_4}{2 \, sin \, sin \, \theta} = \frac{210}{2 \, sin \, sin \, (25)} = 248daN$$

III.2.3 Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L4.

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_4 . \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{248 \times 1{,}1}{2750} = 0{,}1cm^2$$

$$\emptyset \geq \sqrt{\frac{4 \times 0{,}1}{\pi}} = 0{,}35$$

Soit une barre ronde de diamètre : φ = 10 mm.

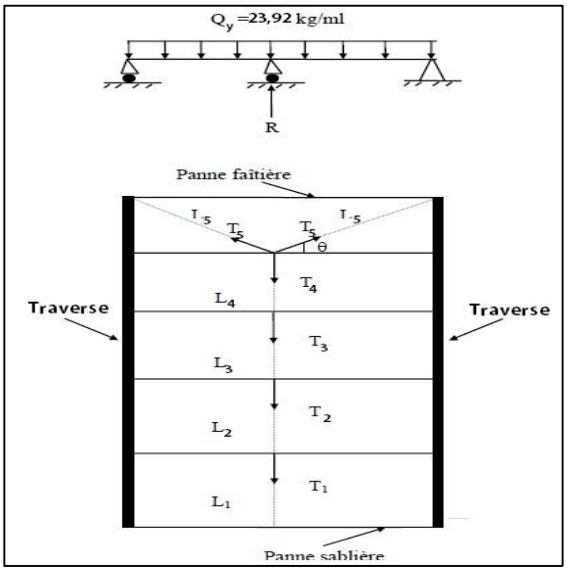


Figure III.5. Présentation d'un lierne

III.3 Calcul de l'échantignolle

III.3.1 Introduction

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

III.3.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle

Effort de soulèvement :

$Qsdz = G\ cos\ \alpha - 1{,}5\ V = 35.8\ cos\ cos\ (5) - 1{,}5 \times 71 = -70.8$ daN/ml

Effort suivant rampant :

Qsdy = 1,35 G sin α = $1{,}35 \times 35.8\ sin\ sin\ (5) = 4.2$ daN/ml

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

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

Pour un IPE140 → b = 7,3 cm et h = 14 cm

$$2\left(\frac{7{,}3}{2}\right) = 7{,}3cm \leq t \leq 3\left(\frac{7{,}3}{2}\right) = 10{,}95cm$$

Soit t = 8 cm.
Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_{zsd}\left(\frac{l}{2}\right) = 70.8 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 212.4daN$$

$$R_y = Q_{ysd}\left(\frac{l}{2}\right) = 4.2 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 12.6\ daN$$

Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = 212.4 \times 2 = 424.8\ daN$$

$$R_y = 12.6 \times 2 = 25.2\ daN$$

Calcul de moment du reversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times \left(\frac{h}{2}\right)$$

$$M_R = 424.8 \times 8 + 25.2 \times \left(\frac{14}{2}\right) = 3574.8daN.cm$$

III.3.3 Dimensionnement de l'échantignolle

Flexion simple

Remarque : Généralement les échantignolles sont des éléments formes à froid. La classe de section est au moins de classe 3.

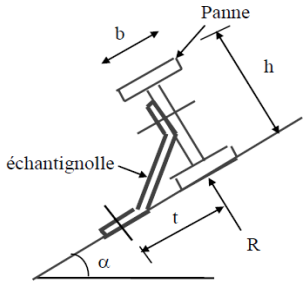


Figure III.6. Echantignole

$M_{sdy} \leq M_{el.rd}$

$M_{el.rd}$: Moment de résistance élastique de la section brute.

$$M_{el.rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

III.3.4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \quad \Rightarrow \quad W_{el} \leq \frac{M_R}{\sigma} \quad \Rightarrow \quad W_{el} \leq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \leq \frac{3574.8 \times 1{,}1}{2750} = 1.42 cm^3$$

$$on\ a\ W_{el} = \frac{b\ e^2}{6} \Rightarrow section\ rectangulaire$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6\ W_{el}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 1.42}{17}} = 0.72\ cm$$

En prend e = 1cm

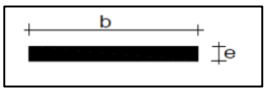


Figure III.7. Dimensions de l'échantignolle

Remarque :
La largeur de l'échantignolle (a = 17 cm) est calculée après avoir dimensionné la semelle supérieure de la traverse IPE360 →b=170mm

III.4 Calcul des lisses de bardages

III.4.1 Introduction

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

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, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

III.4.2 Détermination des charges et surcharges

h= 6.66m → 6 (nombre espacement)

H poteau= 6 m

Donc n = 5 → e = 1,1m

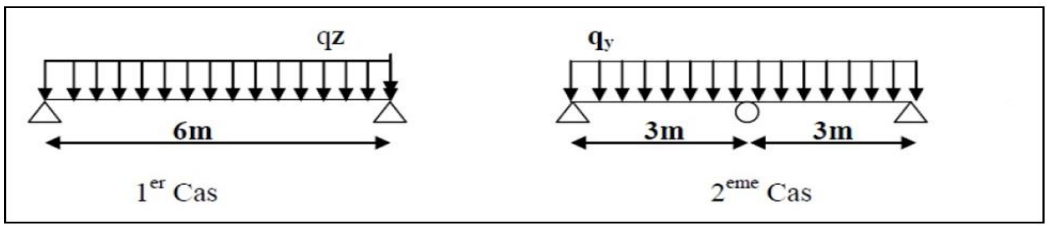


Figure III.8. les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

Les charges permanentes

- Poids propre de bardage (TN40) … 12kg/m²
- Poids propre d'accessoires d'attache 5 kg/m²
- Poids propre de la lisse on suppose un (UAP130) … 13.7kg/ml

G = [($P_{accessoires}$+$P_{bardage}$) x e] + PP_{UPA}

G = [(12 + 5) x1,1] + 13,7= 32.4 Kg/ml

III.4.3 Surcharge climatique due au vent

On calcul les lisses avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent directionV1.

V= 0,685 KN/m²

V= 0,685 ×1,1= 0.753 KN/ml

III.4.3.1 Combinaisons d'action

ELU :

$$Q_y = 1{,}35G = 1{,}35 \times 0{,}324 = 0{,}437KN/ml$$
$$Q_z = 1{,}5V = 1{,}5 \times 0.75 = 1.13KN/ml$$

ELS :

$$Q_y = G = 0{,}324KN/ml$$
$$Q_z = V = 0.75KN/ml$$

III.4.4 Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad}\ avec\ \ f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z}$$

- Flèche vérification (suivant zz')

  Sur deux appuis :

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$I_y \geq \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{V \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 3} \times \frac{0.75 \times (600)^4 \times 10^{-1}}{2{,}1 \times 10^5}$$
$$I_y = 200.89 cm^4$$

On choisit **UAP 130**

UAP130						
h (mm)	b (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	r (mm)	i_z (mm)	A (cm^2)
130	50	9.5	6	9.5	1.71	**17.5**
I_z (cm^4)	I_y (cm^4)	W_{plz} (cm^3)	W_{ply} (cm^3)	A_{vz} (cm)	A_{vy} (cm)	**d (mm)**
51.34	**459.56**	**25.64**	**83.51**	**8.52**	**10.45**	**92**

Ses caractéristiques sont :
Le poids propre réel G :
G = [($P_{accessoires}$+$P_{bardage}$) x e] + PP_{UPA}
G = [(12 + 5) x1,1] + 13.74 = 32.44 Kg/ml
G =0,3244KN /m

III.4.4.1 Dimensionnement des lisses

Les combinaisons de calcul :

$$Q_y = 1{,}35G = 1{,}35 \times 0{,}324 = 0{,}437 KN/ml$$
$$Q_z = 1{,}5V = 1{,}5 \times 0.753 = 1{,}13 KN/ml$$

III.4.4.2 Détermination des sollicitations

$$Sous\ le\ Vent \Rightarrow M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{1.13 \times 6^2}{8} = 5.08 KN.m$$

$$Sous\ le\ poid\ propre \Rightarrow M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times l^2}{8} = \frac{0{,}437 \times 3^2}{8} = 0.491\ KN.m$$

III.4.5 Vérification de la résistance des lisses

Condition de résistance :

La condition à vérifier est

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}}\right)^{\beta} \leq 1.0 \quad EC03Art\ 5.4.8.1(11)$$

On a : UAP 130 ⇒ classe 1

$$\alpha = 2\ , \beta_w = 1 (pour\ les\ section\ de\ classe\ 1\ et\ 2)$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83{,}51 \times 27.5 \times 10^{-2}}{1{,}1} = 20.87 KN.m$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25{,}65 \times 27.5 \times 10^{-2}}{1{,}1} = 6.41KN.m$$

$$\left(\frac{5.8}{20.87}\right)^2 + \left(\frac{0.491}{6.41}\right)^1 = 0{,}66 \leq 1.0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

III.4.5.1 Vérification à L'ELS

Combinaisons de calcul

ELS :

$$Q_y = G = 0{,}3244KN/ml$$
$$Q_z = V = 0.753KN/ml$$

III.4.5.2 Vérification la flèche

La Vérification la flèche se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{ad}\ avec\ \ f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I}$$

- **(Suivant zz')**

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_s \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{75.35 \times (600)^4}{2{,}1 \times 10^6 \times 459{,}56} \times 10^{-2} = 1.3cm \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200}$$

$$= 3cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

- **(Suivant yy')**

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_s \times (l/2)^4}{E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{32.44 \times (300)^4}{2{,}1 \times 10^6 \times 51{,}34} \times 10^{-2} = 0.15cm \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm \ldots\ldots\ v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

III.4.6 Dimensionnement des lisses (avec des liernes)

III.4.6.1 Détermination des sollicitations

$$Sous\ le\ Vent\ \Rightarrow M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{1{,}8 \times 6^2}{8} = 8{,}1KN.mSous\ le\ poid\ propre\ \Rightarrow M_{zsd}$$

$$= \frac{Q_{ysd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0{,}489 \times 3^2}{8} = 0{,}55\ KN.m$$

III.4.6.2 Vérification de la résistance des lisses (avec des liernes)

III.4.6.2.1Condition de résistance

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}}\right)^{\beta}\leq 1.0 \quad EC03Art\ 5.4.8.1(11)$$

$$\left(\frac{8,1}{17,84}\right)^{2}+\left(\frac{0,55}{5,47}\right)^{1}=0,31\leq 1.0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ vérifiée$$

III.4.6.2.2Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$V_{ysd}\leq V_{plysd}$ $\qquad V_{plysd}=A_{vy}\times\frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$

$V_{zsd}\leq V_{plzsd}$ $\qquad V_{plzsd}=A_{vz}\times\frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$

$$A_{vy}=10,45\ cm^2$$

$$A_{vz}=8,52\ cm^2$$

$$V_{zsd}=\frac{Q_z\times l}{2}=\frac{1.130\times 6}{2}=3.57kN$$

$$V_{ysd}=0,625\times Q_{ysd}\times(l/2)=0,625\times 0,437\times 3=0,819kN$$

$$V_{plysd}=\frac{10,45\left(\frac{27.5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}=151\ kN$$

$$V_{plzsd}=\frac{8,52\left(\frac{27.5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}=123\ kN$$

$V_{ysd}=0,819kN\leq V_{plysd}=151\ daN\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ vérifiée$

$V_{zsd}=3.57kN\leq V_{plzsd}=123daN\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ vérifiée$

III.4.6.2.3Vérification au diversement

- **Sous le vent de dépression :**

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\overline{\lambda_{LT}}$:

$$\overline{\lambda_{LT}}=\sqrt{\frac{\beta_w\times w_{ply}\times f_y}{M_{cr}}}=\left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right](\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1,71}}{(1,132)^{0,5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{300}{1,71}}{\frac{13}{0,95}}\right)^2\right]^{0,25}} = 94,83$$

$\lambda_1 = 93,9\varepsilon$ $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 0.92$

$\Rightarrow \quad \lambda_1 = 93,9$ $\beta_w = 1$ $(pour\ les\ section\ de\ classe\ 1\ et\ 2)$

$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right](\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{94,83}{86.8}\right](1)^{0,5} = 1,09 \geq 0,4\ Il\ ya\ un\ risque\ de\ déversement.$

Remarque : Pour les Sections en **U,** quelque soit l'axe de flambement, on choisit la courbe de flambement **C**

A partir de la courbe de flambement **C** → α = 0,49

x_{LT}: Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}_{LT}$

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

$$\phi_{LT} = 0,5\left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0,2) + \overline{\lambda_{LT}}^2\right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5\left[1 + 0,49(1,09 - 0,2) + 1,09^2\right] = 1,31$$

$$x_{LT} = \frac{1}{1,31 + \sqrt{1,31^2 - 1,09^2}} = 0,49$$

$$M_{bRd} = x_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{bRd} = 0,49 \times 1 \times \frac{83,51 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 10.22KN.m$$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}}\right) + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}}\right) \leq 1.0$$

$\left(\frac{8,1}{10.22}\right) + \left(\frac{0,55}{6.41}\right) = 0,87 \leq 1.0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ v\acute{e}rifi\acute{e}e$

III.4.7 Dimensionnement des liernes

Calcul des liernes de longues pannes :

$$R = 1{,}25(1{,}35G) \times \frac{l}{2}$$

G=32,4daN/ml

$$R = 1{,}25 \times (1{,}35 \times 32.4) \times \frac{6}{2} = 164.02daN$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{162.02}{2} = 81daN$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L2 :

$$T_2 = R + T_1 = 162.02 + 81 = 243.03daN$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L3 :

$$T_3 = R + T_2 = 162.02 + 243.03 = 405.05daN$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L4 :

$$T_4 = R + T_3 = 162.02 + 405.05 = 567.07daN$$

Effort dans les diagonales L5 :

$$2T_5\ sin\ sin\ \theta\ = T_4 \qquad \rightarrow T_5 = \frac{T_4}{2\ sin\ sin\ \theta} = \frac{567.07}{2\ sin\ sin\ (24.2)} = 691.67daN$$

$$\theta = \left(\frac{1.35}{3}\right) = 24.2°$$

III.4.7.1 Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L5.

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_5 . \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{691.67 \times 1{,}1}{2750} = 0{,}27cm^2$$

$$\emptyset \geq \sqrt{\frac{4 \times 0{,}27}{\pi}} = 0{,}55$$

Soit une barre ronde de diamètre : φ = 10 mm.

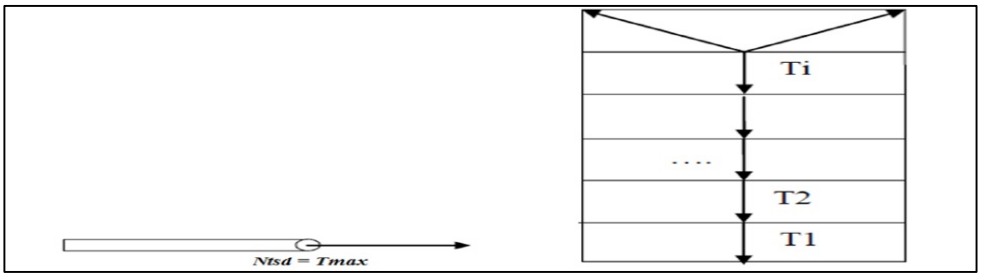


Figure XVI.9. Représentation des efforts

III.5 Calcul des potelets

III.5.1 Introduction

Les potelets sont le plus souvent des profiles en I ou H destinés à rigidifier la clôture(bardage) et 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.

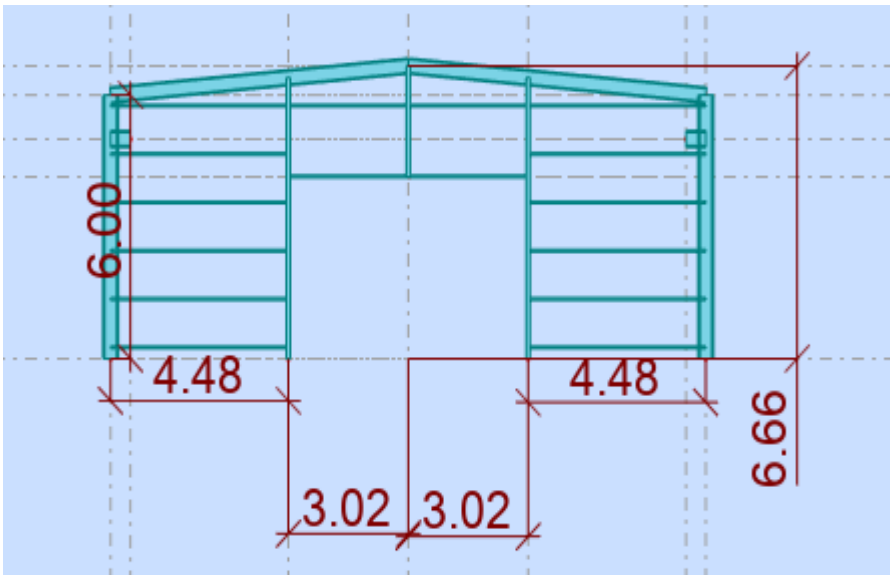


Figure III.10. Schéma statique du potelet

III.5.2 Charges permanentes G :(verticale concentrée)

Bardage (TN40) ……12daN/m²
Poids propre de la lisse (UAP130) ……13,74daN/ml
Accessoires de pose ……5daN/m²
La longueur de la lisse et de : L = 5,00m, et le nombre des lisses supporter par le potelet N =6 lisses.
La surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : $S = 5.26 \times 6.39 = 33.61m^2$
L'entraxe des potelets : $e = 5.26m$

$$G = (13{,}74 \times 5.26 \times 6) + [(12 + 5) \times 5.26 \times 6.39] = 1005daN$$

III.5.3 Surcharge climatique V (vent)

Vent……V=39.6daN/m²

$$V = 39.6 \times 5.26 = 208.3daN/ml$$

III.5.4 Dimensionnement du potelet

Sous la condition de flèche :

L = 6.44m : longueur du Potelet le plus chargé

$$f \leq f_{ad}\ avec\ \ f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{639}{200} = 3.2cm$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384 \times 3.22} \times \frac{V \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 3.22} \times \frac{208.3 \times (639)^4 \times 10^{-2}}{2{,}1 \times 10^6} = 673cm^4$$

Soit un **IPE200**

IPE 200						
$h\ (mm)$	$b\ (mm)$	$t_f\ (mm)$	$t_w\ (mm)$	r (mm)	i_z (mm)	$A\ (cm^2)$
200	100	8.5	5.6	12	2.24	**28.5**
$I_z\ (cm^4)$	$I_y\ (cm^4)$	$W_{plz}\ (cm^3)$	$W_{ply}\ (cm^3)$	$A_{vz}\ (cm^2)$	$A_{vy}\ (cm^2)$	**d (mm)**
142.31	**1943.2**	**44.6**	**220.6**	**14**	**18**	**159**

III.5.5 Vérification de la section à la résistance

III.5.5.1 Sous la flexion

$M_{c.Rd}$: Ou est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$

$$M_{c.Rd} = M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 \times 27.5}{1{,}1} = 5500daN.m = 55kN.m$$

$$Q_{z.sd} = 1{,}5V = 1{,}5 \times 208.3 = 312.5aN/ml$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{312.5 \times 6.39^2}{8} = 1595daN.m = 15.95kN.m$$

$M_{y.sd} = 15.95kN.m \leq 55kN.m$ ……vérifiée

III.5.5.2 Sous l'effort normal

$si\ N_{sd} \leq min\{0{,}25N_{pl.Rd}, (0{,}5A_w f_y/\gamma_{M0})\}$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$N_{sd} = 1{,}35G = 1{,}35 \times 1005 = 1356.75daN$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 2750}{1,1} = 71250\ daN$$

$$0,25N_{pl.Rd} = 0,25 \times 71250 = 17812.50\ daN$$

$$A_w = A - 2bt_f = 28.5 - (2 \times 10 \times 0,85) = 11.5cm$$

$$\frac{0,5A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 11.5 \times 2750}{1,1} = 14375daN$$

$$N_{sd} \leq min\{17812.50\ daN\ ,\ 14375daN\}$$

$$N_{sd} = 1356.75daN \leq 14375daN$$

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

III.5.6 Vérification de l'élément aux instabilités

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujetti au portique par appui glissant).il travaille la flexion composée.
La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

III.5.6.1 Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{x_z N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{x_{LT} M_{ply.rd}} \leq 1,0$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement x_{min} :

$$x_{min} = min(x_y, x_z)$$

Flambement par rapport a' l'axe fort **y-y** (dans le plan du portique) :
α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le (Tableau 5.5.1 de l'Euro code 3).

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{641}{8.26} = 77.6$$

$$\beta_A = 1\ pour\ les\ sections\ de\ class\ 1,2\ et\ 3$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^4}{27.5}\right]^{0,5} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}(\beta_A)^{0,5} = \frac{77.6}{86.81}(1)^{0,5} = 0.89$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; α=0,21(tableau 3).

$$ø_y = 0,5\left[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y{}^2\right]$$

$$ø_y = 0,5[1 + 0,21(0.89 - 0,2) + 0.89^2] = 0.98$$

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y{}^2 - \bar{\lambda}_y{}^2}}$$

$$x_y = \frac{1}{0.98 + \sqrt{0.98^2 - 0.89^2}} = 0{,}72$$

Flambement par rapport a' l'axe fort **z-z** (hors du plan du portique) :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{110}{2{,}24} = 49.10$$

$$\beta_A = 1 \; pour \; les \; sections \; de \; class \; 1{,}2 \; et \; 3$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0{,}5} = \pi \left[\frac{2{,}1 \times 10^4}{27{,}5}\right]^{0{,}5} = 86.81$$

$$\underline{\bar{\lambda}}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}(\beta_A)^{0{,}5} = \frac{49.1}{86.81}(1)^{0{,}5} = 0{,}57$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1{,}2$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ; α=0,34(tableau 3).

$$\phi_z = 0{,}5\left[1 + \alpha_z\left(\underline{\bar{\lambda}}_z - 0{,}2\right) + \underline{\bar{\lambda}}_z{}^2\right]$$

$$\phi_z = 0{,}5[1 + 0{,}34(0{,}57 - 0{,}2) + 0{,}57^2] = 0{,}73$$

$$x_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z{}^2 - \underline{\bar{\lambda}}_z{}^2}}$$

$$x_z = \frac{1}{0{,}73 + \sqrt{0{,}73^2 - 0{,}57^2}} = 0{,}84$$

$$x_{min} = min\left(x_y, x_z\right) = min(0{,}72\,.\;0{,}84)$$

$$x_{min} = 0{,}72$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\underline{\bar{\lambda}}_{LT}$:

$$\underline{\bar{\lambda}}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right](\beta_w)^{0{,}5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0{,}5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0{,}25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{110}{2.24}}{(1{,}132)^{0{,}5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{110}{2{,}24}}{\frac{20}{0{,}85}}\right)^2\right]^{0{,}25}} = 43.94 \Rightarrow \ avec \ \lambda_1 = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right]\left(\beta_w\right)^{0{,}5} = \left[\frac{43.94}{86.8}\right](1)^{0{,}5} = 0{,}51 \geq 0{,}4 \ Il\ ya\ un\ risque\ de\ déversement.$$

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

$$ø_{LT} = 0{,}5[1 + 0{,}21(0{,}51 - 0{,}2) + 0{,}51^2] = 0{,}66 \leq 1{,}0$$

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

$$x_{LT} = \frac{1}{0{,}66 + \sqrt{0{,}66^2 - 0{,}51^2}} = 0{,}93 < 1$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y\left(2\beta_{My} - 4\right) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.89(2 \times 1{,}3 - 4) + \frac{220.6 - 194.3}{194.3} = -1.11$$

$$Avec\ \mu_y = -1.11 \leq 0{,}9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y . N_{sd}}{x_y . A . f_y} = 1 - \frac{-1.11 \times 1356.75}{0{,}72 \times 28.5 \times 2750} = 1{,}03$$

$$Avec \ \ k_y = 1{,}03 \leq 1{,}5$$

β_{My} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :
β_{My} =1,3

$$\mu_{LT} = 0{,}15\bar{\lambda}_z\beta_{MLT} - 0{,}15 = 0{,}15 \times 0{,}57 \times 1{,}3 - 0{,}15 = -0{,}038 < 0{,}9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} . N_{sd}}{x_z . A . f_y} = 1 - \frac{-0{,}038 \times 1356.75}{0{,}84 \times 28.5 \times 2750} = 1$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :
β_{MLT} =1,3 (Tableau4)

$$N_{sd} = 1356.75daN$$

$$M_{y.sd} = \frac{1{,}5V \times l^2}{8} = \frac{1{,}5 \times 208.3 \times 6.39^2}{8} = 1592.45daN. = 15.92kN.m$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 2750}{1{,}1} = 71250daN$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.06 \times 27{,}5}{1{,}1} = 5515\ daN.m = 55.15kN.m$$

III.5.7 Vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1{,}0$$

$$\frac{1356.75}{0{,}72 \times 71250} + \frac{1{,}03 \times 1592.45}{5515} = 0{,}32 \leq 1{,}0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

III.5.8 Vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{x_z N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{x_{LT} M_{ply.rd}} \leq 1{,}0$$

$$\frac{1356.75}{0{,}84 \times 71250} + \frac{1 \times 1592.45}{0{,}93 \times 5515} = 0{,}33 \leq 1{,}0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

III.5.9 Conclusion

⇒ L'**IPE200** convient comme potelet.

III.6 Etude de stabilités et contreventements

III.6.1 Introduction

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, etc.)

Les contreventements sont conçus pour reprendre les efforts du vent dans la structure et les descendre au sol. Ils sont disposés soit en toiture dans le plan des versants (poutres au vent), soit en façades (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts du vent appliqués tant sur les pignons que sur les long-pans.

III.6.2 Calcul de la poutre au vent en pignon

(a) À pignon (15 m) :

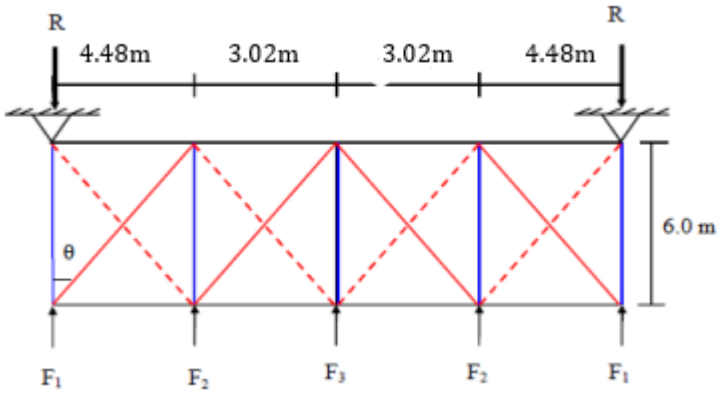


Figure III.11. Schéma statique des contreventements de la toiture

III.6.3 Effort en tête de poteau

$F = W.Sp + F_{FRi}$

Avec :

$\{S_p$: $surface\ sollicitée\ par\ les\ charge\ W$: $pression\ de\ vent\ sur\ le\ pignon$

F_{FR} **:** force de frottement

$w = 39.6daN/m^2$

Avec $F_{FRi} = 0$ dan

$F_1 = W_1 \times S_1 = 39.6 \times 6.72 = 266.11$ daN

$F_2 = W_1 \times S_2 = 39.6 \times 11.98 = 474.4$ daN

$F_3 = W_1 \times S_3 = 39.6 \times 10.65 = 421.97$daN

Calcul des réactions d'appuis : Par la méthode des coupures

On a : $Fd \times + F1 = R \quad \rightarrow R = \frac{\sum F}{2} = \frac{(2F1+2F2+F3)}{2} = 951.53$ daN

Efforts de traction dans les diagonales : Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

On a : $tan\theta = \frac{4.48}{6} = 0.75 \rightarrow \theta = arctg0.75 = 36.86°$

D'ou : $F_d = \frac{R-F1}{\cos\theta} = \frac{951.53-266.11}{\cos 36.86} = 856.66$ daN

$N_{sd} = 1.5 \times Fd = 1.5 \times 856.66 = 1285$ daN

III.6.4 Section de la diagonale

Calcul de la section brute A

$N_{sd} \leq N_{Pl.Rd} = \frac{A \times fy}{\gamma_{M_0}} = \frac{1285 \times 1.1}{2750} = 0.51$cm

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 60x60x5 avec un boulon de 12mm et un trou de 13mm Soit 60x60x5 (A=5.79cm²) Section nette

Vérification des diagonales à la traction :

III.6.5 Vérification les diagonales à la traction

On vérifie : $N_{sd} \leq N_{Rd}$ → N_{sd}= 1285 daN

$N_{Rd} = min(N_{pl}; N_u; N_{net}) = N_{pl}$ **par ce que les cornières sans assembler avec soudure**

$$N_{pl} = \frac{A \,.\, f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl} = \frac{27.5 \times 579}{1.1} = 14475\ daN$$

$N_{sd} = 1285\ daN \leq N_{Rd} = N_{pl} = 14475\ daN$ La Traction est vérifiée pour les diagonal

Tableau 4.1. Coefficients minorateurs β_2 *et* β_3

Entre axe P	**≤ 2,5 d**	**≥ 5,0 d**
Pour 2 Boulons β_2	0,4	0,7
Pour 3 Boulons et plus β_3	0,5	0,7

Tableau III.1. Coefficient minorateurs

→ $N_{u,Rd} = \beta_3 . A_{net} . f_u / \gamma_{M2}$

Anet = 5.79-0.5x1.3 = 5.14cm² **Anet** = 5.14cm

∅ Vérification de la section à la résistance :

Dans notre cas ; une cornière attachée par 3 boulons p1 = 100 mm > 5 $d0$ = 5 × 13 = 39 mm ;

e1 = 25 mm > 1.2 $d0$ = 1.2 × 13 = 15.6 mm

Avec d0 = 13 mm (12 + 1)

On a utilisé 3 boulons et p1 > 5 $d0$ d'où $\beta = \beta 3 = 0.7$ (Tableau III.7)

$$N_{u,Rd} = \frac{0.7 \times 5.14 \times 4300}{1.25} = 12377.12 daN$$

N_{Sd}= 1285 daN < $N_{u,Rd}$ = 12377.12daN

Donc la cornière L 60× 60× 5 conviens comme diagonale pour poutre au vent.

Palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilités doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne considère que les diagonales tendues.

S_{p1}= [$\frac{7.5 \times 0.66}{2}$]+1.23 × 7.5 = 11.7 m^2

$$P1 = (z) \times S_{p1} = 39.6 \times 11.7 = 463.32 daN$$

S_{p2}= 3×7.5= 22.51 m^2

$P2 = (z) \times S_{p2}$=39.6 × 22.51 = 892.58 daN

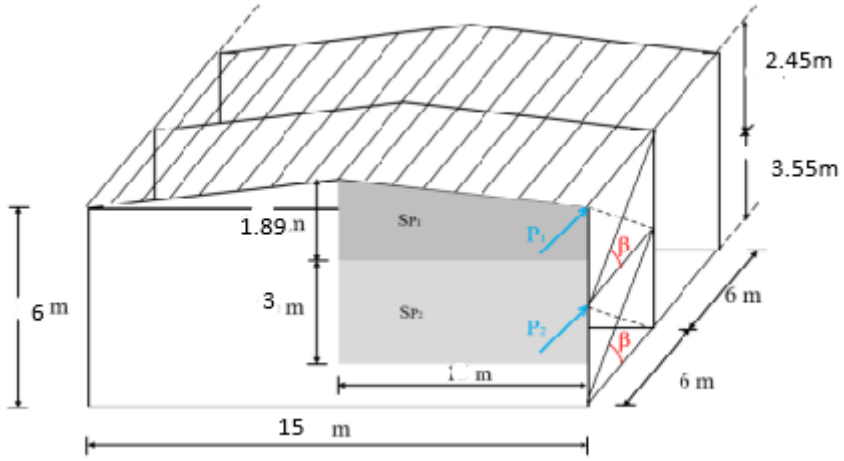


Figure III.12. Surface tributaire d'une palée de stabilité

Par la méthode des coupures, on aura :

Effort de traction dans la diagonale tendue :

$N_1 cos\ \beta = P_1$

$(\beta) = \frac{2.45}{6} = 22.29°$

$N_1 = \frac{P_1}{\cos \beta} = \frac{463.32}{\cos(22.29)} = 503 daN$

$N_1 cos\beta + N_2\ cos\beta = P_1 + P_2$

$N_2 = \frac{P_1 + P_2 - N_1 \cos\beta}{\cos\beta} = \frac{463.32 + 892.58 - 508 \times \cos(22.29)}{\cos(22.29)}$

$N_2 = 962.4$ daN

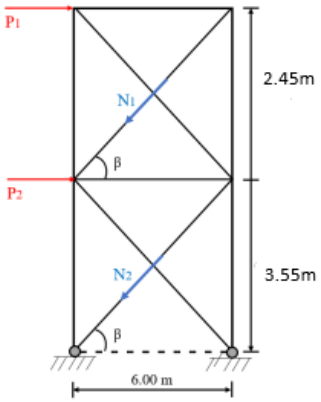


Figure III.13. Palée de stabilité

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$N_{sd} = 1.5 \times N_2 = 1.5 \times 962.4 = 1443.6 daN$

$A = \frac{1443.6 \times 1.1}{2750} = 0.58 cm^2$

Conclusion :

Une cornière isolée de 60x60x5 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

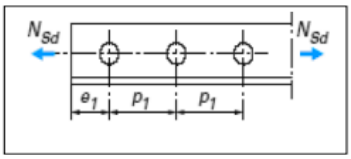


Figure III.14. cornière isolée

III.6.6 Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticale, et en outre à la compression sous (F) on doit donc vérifier la panne a la flexion bi-axiale.

On propose IPE140 pour vérifier la panne

IPE 140					
$h\ (mm)$	$b\ (mm)$	$t_f\ (mm)$	$t_w\ (mm)$	r (mm)	$A\ (cm^2)$
140	73	6.9	4.7	7.0	**16.4**
$I_z\ (cm^4)$	$I_y\ (cm^4)$	$W_{plz}\ (cm^3)$	$W_{ply}\ (cm^3)$	$A_{vz}\ (cm)$	$A_{vy}\ (cm)$
44.9	**541**	**19.3**	**88.3**	**7.6**	**10.6**

Tableau III.2. Caractéristiques de l'IPE140

Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

• Flexion composée :

G = 35.8 daN/ml

N = 89 .46 daN/ml

• Compression :

$V = F2$ = 474.45 daN

• Combinaison de charge :

Qsd = 1.35 G + 1.35 N + 1.35 V

Qsd = 1.35 G + 1.35 $N \downarrow$

Nsd = 1.35 $V \rightarrow$

Qsd = 1.35 × 35 .8 + 1.35 × 89.46 = 169.1daN/ml

$Qz,$ = $Qsd \times co(\alpha)$ = 169.1 × cos (5)

$Qz,$ = 168.45daN/ml

$$My.sd = \frac{Qzsd \times L^2}{8} = \frac{168.45 \times 6^2}{8} = 758.02\ daN.m$$

$Qy, = Qsd \times si(\alpha)$ = 169.1 × sin(5) =14 daN/ml

$$Mz.sd = \frac{Qysd \times \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{14 \times 3^2}{8} = 15.75\ daN.m$$

Nsd = 1.35 × 474.45 = 640.5 daN

Incidence de l'effort tranchant :
A mi- travée le moment fléchissant sera à sa valeur maximale contrairement à l'effort tranchant qui sera nul ; d'où $Vsd \leq 0.5Vpl$, Donc, il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Incidence de l'effort Normal :

$0.5 \times Npl, = 0.5 \times \frac{\mathrm{A} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{16.4 \times 2750}{1.1} = 20500\mathrm{daN}$

$A_w = \mathrm{A} - 2\mathrm{b} \times t_f = 16.4 - 2 \times 7.3 \times 0.69 = 6.32cm^2$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{6.32 \times 2750}{1.1} = 7900 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq min\{20500\ daN\ ,\ 7900daN\}$$

$$N_{sd} = 640.5daN \leq 7900daN$$

Il n'a pas d'incidence de l'effort normal sur le moment résistant.
Pas de réduction des moments de résistance plastique.
D'où

$$\left(\frac{Mysd}{Mply.rd}\right)^{\alpha} + \left(\frac{Mzsd}{Mplz.rd}\right)^{\beta} \leq 1.0$$

$\alpha = 2$; $\beta = 5n = 5 \times \left(\frac{Nsd}{Npl.rd}\right) = 5 \times \frac{640.5}{41000} = 0.08$

$(\frac{758.02}{2207.5})^2 + (\frac{15.75}{480})^{0.08} = 0.87 \leq 1.0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$

III.6.7 Vérification aux instabilités (diversement + flambement)

La vérification aux instabilités se fait suivant les formules suivantes :

$$\frac{\mathrm{N}sd}{\chi\mathrm{min}\ \mathrm{Npl.R}d} + \mathrm{ky}\frac{\mathrm{My},sd}{\mathrm{Mpl.y.R}d} + \mathrm{kz}\frac{\mathrm{Mz},sd}{\mathrm{Mplz,R}d} \leq 1.0$$

Et :

$$\frac{\mathrm{N}sd}{\chi\mathrm{z}\ \mathrm{Npl.R}d} + k_{LT}\frac{\mathrm{My},sd}{\chi\mathrm{LT}\ \mathrm{Mply.Rd}} + \mathrm{kz}\frac{\mathrm{Mz},sd}{\mathrm{Mplz,R}d} \leq 1.0$$

Remarque :

La semelle supérieure est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes ; vu quelles est fixée à la toiture ; donc il n'y a pas risque de déversement.
La semelle inférieure est comprimée sous l'action du vent de soulèvement ; du moment qu'elle est libre toute au long de sa portée, il y a lieu le risque de déverser.
Combinaison à L'ELU :
On a :
G =35.8 daN/ml (Charge permanente)
V = − 101.05 daN/ml (Vent de soulèvement Zone G, Chapitre 2)
V' = $F2$ = daN/ml (Vent du pignon)
• Charge de Flexion :
$Qz, = G \times co(\alpha) - 1.5V = 35.8 \times cos(5) - 1.5 \times 101.05 = -116\ daN/ml \uparrow$
$Qy, = G \times si(\alpha) = 35.8 \times sin(5) = 3.12\ daN/ml \leftarrow$

• Moment sollicitant :

$My.sd = \frac{Qzsd \times L^2}{8} = \frac{116 \times 6^2}{8} = 522daN.m$

$Mz.sd = \frac{Qzsd \times \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{14 \times 3^2}{8} = 15.75\ daN.m$

Moment Résistant :

$M_{ply.Rd} = \frac{Wpl.y \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{88{,}3 \times 27.5}{1{,}1} = 2207.5\ daN.m$

$M_{plz.Rd} = \frac{Wpl.z \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{19{,}2 \times 27.5}{1{,}1} = 480\ daN.m$

• Charge de compression :

Nsd = 1.5 V' = 1.5 ×474.67 = 711.67 daN

L'élancement réduit par rapport à l'axe fort yy :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{5.74} = 104.52$$

$$\beta_A = 1\ pour\ les\ sections\ de\ class\ 1{,}2\ et\ 3$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0{,}5} = \pi \left[\frac{2{,}1 \times 10^4}{27.5}\right]^{0{,}5} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}(\beta_A)^{0{,}5} = \frac{104.52}{86.81}(1)^{0{,}5} = 1.2$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.9 > 1{,}2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; α=0,21(tableau 3).

$$\phi_y = 0{,}5\left[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0{,}2) + \bar{\lambda}_y{}^2\right]$$

$$\phi_y = 0{,}5[1 + 0{,}21(1.2 - 0{,}2) + 1.2^2] = 1.33$$

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y{}^2 - \bar{\lambda}_y{}^2}}$$

$$x_y = \frac{1}{1.33 + \sqrt{1.33^2 - 1.2^2}} = 0.53$$

Flambement par rapport a' l'axe fort **z-z** (hors du plan du portique) :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.65} = 181.8$$

$$\beta_A = 1\ pour\ les\ sections\ de\ class\ 1{,}2\ et\ 3$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0{,}5} = \pi \left[\frac{2{,}1 \times 10^4}{27{,}5}\right]^{0{,}5} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}(\beta_A)^{0,5} = \frac{181.8}{86.81}(1)^{0,5} = 2.1$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.9 > 1{,}2$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ; α=0,34.

$$\phi_z = 0{,}5\left[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0{,}2) + \bar{\lambda}_z{}^2\right]$$

$$\phi_z = 0{,}5[1 + 0{,}34(2.1 - 0{,}2) + 2.1^2] = 3.03$$

$$x_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z{}^2 - \bar{\lambda}_z{}^2}}$$

$$x_z = \frac{1}{3.03 + \sqrt{3.03^2 - 2.1^2}} = 0.19$$

$$x_{min} = min(x_y, x_z) = min(0{,}53\ .\ 0{,}19)$$

$$x_{min} = 0{,}19$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right](\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1.65}}{(1{,}132)^{0,5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{300}{1.65}}{\frac{14}{0.69}}\right)^2\right]^{0,25}} = 88.7 \Rightarrow\ avec\ \lambda_1 = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right]\left(\beta_w\right)^{0,5} = \left[\frac{88.7}{86.8}\right](1)^{0,5} = 1.03 \geq 0{,}4\ Il\ ya\ un\ risque\ de\ déversement.$$

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

$$\phi_{LT} = 0{,}5[1 + 0{,}21(1.03 - 0{,}2) + 1.03^2] = 1.12$$

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

$$x_{LT} = \frac{1}{1.12 + \sqrt{1.12^2 - 1.03^2}} = 0{,}64 < 1$$

Calcul de coefficient k_y :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 1.21(2 \times 1{,}3 - 4) + \frac{88.3 - 77.3}{77.3} = -1.55$$

$$Avec\ \mu_y = -1.55 \leq 0{,}9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_z . N_{sd}}{x\ .A. f_y} = 1 - \frac{-1.55 \times 711.67}{0{,}53 \times 16.4 \times 2750} = 1{,}05$$

$$Avec\ \ k_z = 1{,}05 \leq 1{,}5$$

Calcul de coefficient k_y :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 2.1(2 \times 1{,}3 - 4) + \frac{19.3 - 12.3}{12.3} = -2.37$$

$$Avec\ \mu_y = -1.55 \leq 0{,}9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z . N_{sd}}{x_z . A. f_y} = 1 - \frac{-2.37 \times 711.67}{0.19 \times 16.4 \times 2750} = 1{,}06$$

$$Avec\ \ k_z = 1{,}06 \leq 1{,}5$$

β_{My} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :
β_{My} =1,3

$$\mu_{LT} = 0{,}15\bar{\lambda}_z\beta_{MLT} - 0{,}15 = 0{,}15 \times 2.1 \times 1{,}3 - 0{,}15 = 0{,}26 < 0{,}9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} . N_{sd}}{x_z . A. f_y} = 1 - \frac{0{,}26 \times 711.67}{0{,}19 \times 16.4 \times 2750} = 0.97$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :
β_{MLT} =1,3 (Tableau4)

$$N_{sd} = 711.67\ daN$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16.4 \times 2750}{1{,}1} = 41000daN$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 27{,}5}{1{,}1} = 2207\ daN.m = 22.07kN.m$$

III.6.8 Vérification au flambement

$$\frac{\mathrm{N}sd}{\chi\mathrm{min}\ \mathrm{Npl.R}d} + \mathrm{ky}\frac{\mathrm{My},sd}{\mathrm{Mpl.y.R}d} + \mathrm{kz}\frac{\mathrm{Mz},sd}{\mathrm{Mplz,R}d} \leq 1.0$$

$$\frac{711.67}{\mathbf{41000}\times 0.19} + 1.05\frac{522}{2207} + 1.06\frac{15.75}{480} = 0.37 \leq 1.0$$

III.6.9 Vérification au déversement

$$\frac{\mathrm{N}sd}{\chi\mathrm{z}\ \mathrm{Npl.R}d} + k_{LT}\frac{\mathrm{My},sd}{\chi\mathrm{LT}\ \mathrm{Mply.Rd}} + \mathrm{kz}\frac{\mathrm{Mz},sd}{\mathrm{Mplz,R}d} \leq 1.0$$

$$\frac{711.67}{\mathbf{41000}\times 0.19} + 0.97\frac{522}{0.64\times 2207} + 1.06\frac{15.75}{480} = 0.27 \leq 1.0$$

III.6.10 Conclusion

Le profilé IPE 140 convient comme montant pour la poutre au vent pour notre cas de structure.

III.7 Calcul poutre sablière

III.7.1 Généralité

La sablière est la panne qui se trouve au retombé de la traverse, elle s'assemble le plus souvent sur les poteaux, elle est placée dans l'axes des longs pans, elle est généralement constituée par une poutre en H, la distance entre les appuis est l'entraxe entre les poteaux (6mètres).

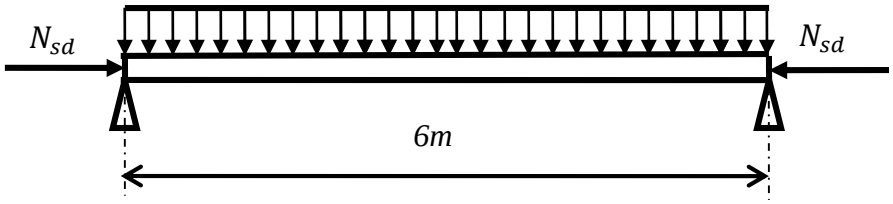


Figure XVII.15. Présentation la sablière

N_{Sd}= $P1$ = 463 .32daN

III.7.2 Pré dimensionnement

$N_{t,sd} \leq N_{PL,Rd} = \frac{A.f_y}{\gamma_{M0}}$ →A=$\frac{4.63\times1.1}{27.5}$=0.19$cm^2$

Soit **HEA 120** : section de classe 1 : $\begin{cases}\beta_A = 1 \\ \varepsilon = 1 \\ \lambda_1 = 86.8\end{cases}$ acier (S275)

III.7.3 Conditions de la résistance

III.7.3.1 Vérification de la poutre sablière au flambement

Si en doit tenir compte le risque de flambement, et la vérification à faire est comme suit :

$$N_{tsd} \leq \chi_{LT} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

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

Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_Z$:

$$\lambda_y = \frac{l_{by}}{i_y} = 122{,}7 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A} = 1.41$$

$$\lambda_Z = \frac{l_{bZ}}{i_Z} = 198{,}67 \Rightarrow \bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_Z}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A} = 2{,}29$$

Donc :

$\bar{\lambda}_Z = 2{,}29 > 0.2$ il y a le risque de flambement

Calcul de x_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right](\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{600}{3{,}02}}{(1{,}132)^{0,5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{600}{3{,}02}}{\frac{11{,}4}{0{,}8}}\right)^2\right]^{0,25}} = 103 \Rightarrow \; avec \;\; \lambda_1 = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right](\beta_w)^{0,5} = \left[\frac{103}{86.8}\right](1)^{0,5} = 1{,}19 \geq 0{,}4 \; Il\ ya\ un\ risque\ de\ déversement.$$

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

$$\phi_{LT} = 0{,}5[1 + 0{,}21(1.19 - 0{,}2) + 1.19^2] = 1{,}3$$

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

$$x_{LT} = \frac{1}{1{,}3 + \sqrt{1{,}3^2 - 1{,}19^{\,2}}} = 0{,}54 < 1$$

Nt_{Sd}=463 . 32daN

$$\mathrm{NtSd} = 463.32 \text{ daN} \prec 0.54 \times 1 \times 2530 \times \frac{27{,}5}{1{,}1} = 34155\mathrm{daN} \Rightarrow \textit{vérifier}$$

III.7.3.2 Vérification de flexion et compressions

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_y/\gamma_{M1}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{W_{pl.y} f_y/\gamma_{M1}} + \frac{K_z M_{z.sd}}{W_{pl,z} f_y/\gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec : γ_{M1}=1.1 et $M_{z.sd} = 0$

Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_Z$:

$$\lambda_y = \frac{l_{by}}{i_y} = 122{,}7 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A} = 1{,}41 \Rightarrow \chi_y = 0{,}43$$

$$\lambda_Z = \frac{l_{bZ}}{i_Z} = 198{,}67 \Rightarrow \bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_Z}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A} = 2{,}29 \Rightarrow \chi_z = 0{,}2 \quad (\min)$$

Calcul de k_y :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 1{,}31(2 \times 1{,}3 - 4) + \frac{119.5 - 106{,}3}{106{,}3} = -1{,}71$$

$$Avec\ \mu_y = -1{,}71 \leq 0{,}9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y . N_{sd}}{x_y . A . f_y} = 1 - \frac{-1{,}71 \times 4786{,}8}{0{,}43 \times 25{,}3 \times 2350} = 1{,}32$$

III.7.3.3 Vérification au flambement

$$N_{sd} = 463\,.32 \text{daN}$$

$$M_{y.sd} = \frac{(1{,}35G\ HEA120) \times l^2}{8} = \frac{1{,}35 \times 19{,}9 \times 6^2}{8} = 120{,}89\ daN.m$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25{,}3 \times 2750}{1{,}1} = 63250daN$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{119{,}5 \times 27{,}5}{1{,}1} = 2987.5\ daN.m$$

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1{,}0$$

$$\frac{463\,.32}{0{,}2 \times 63250} + \frac{1{,}32 \times 120{,}89}{2987.5} = 0{,}3 \leq 1{,}0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

Donc : HEA **120** convient comme panne sablière.

Chapitre IV : Etude du chemin de roulement

IV.1 Introduction

Les ponts roulants sont des moyens de manutention indispensables dans le lien de secteurs industriels ; dans ce chapitre nous décrirons le dimensionnement d'un pont roulent, ses constituants et son fonctionnement dans l'objectif de faire une vérification analytique et numérique de sa résistance.



Figure IV.1. Pont roulant

IV.2 Définition

Un pont roulant, est un engin de lavage mobile circulant sur un chemin de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace. Transversalement au chemin de roulement est disposé un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge. Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont mono poutre. Dans les autres cas, on a affaire à un pont bipoutre.

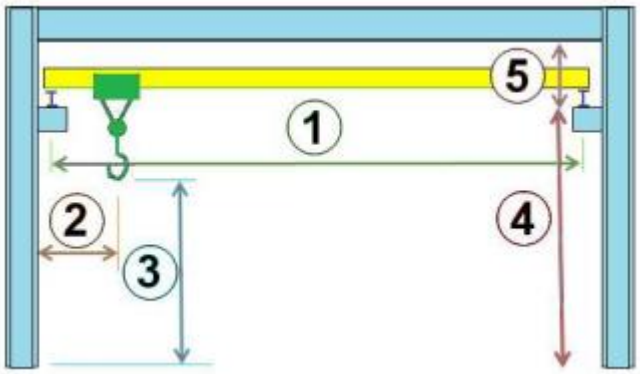


Figure IV.2. Dimensions et hauteurs

1- La portée
2- La cote d'approche
3- La hauteur de levage
4- Hauteur de pose
5- La hauteur d'encastrement

IV.3 Calcul structural

Selon l'Eurocode 3 on enchainera le calcul suivant :

IV.3.1 Evaluation des charges

D'après la recommandation [C.T.I.C.M]

- Capacité du pont = 50 kN = 5 ton,
- Portée entre les rails du pont : L = 14,
- Poids propre du pont : $Qc1$ =95kN (Annexe 6),
- Poids propre du chariot : $Qc2$ = 35 kN (Annexe 6),
- Masse à lever nominale : Qh, = 50 kN,
- Approche minimale du crochet : $emin$ = 0.8,
- L'empattement (entre axe des galets du pont) : a = 3m (Annexe 6)
- Portée de la poutre de roulement : l = 6.0,
- Classe de levage : HC3 (Annexe 5, Tableau 5)
- Vitesse de levage : vh = 7 m/min (Annexe 6),
- Utilisez l'acier de la classe S275

IV.3.2 Calcul des réactions au niveau des galets

Il convient de déterminer les charges verticales exercées par les galets d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des dispositions de charges (Figure V.3)

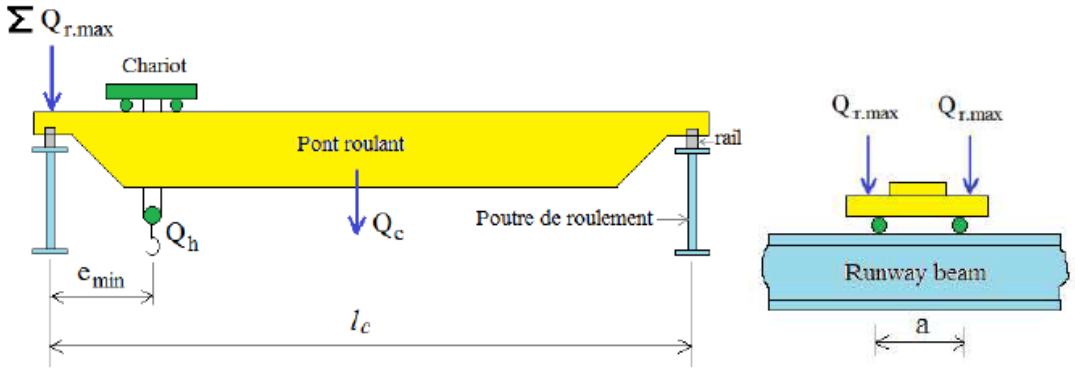


Figure IV.3. Dispositions de charges

IV.3.2.1 Réaction verticale maximale par galet

∅ Appareil de levage en charge :

Groupe charge 1 : (Annexe 5, Tableau 1)

On a : 0.9 ≤ $\varphi 1$ ≤ 1.1 d'où on prend $\varphi 1$ = 1.1 (Annexe 5, Tableau 3)

Classe de levage HC3 (Annexe 5, Tableau 5)

$\varphi 2 = \varphi 2, + \beta 2 \times vh =$

La charge maximale caractéristique par galet de l'appareil de levage en charge avec majoration dynamique est donnée par :

$$\sum Q_{r,max} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left(\frac{l - e_{min}}{l}\right)\right] + \varphi_2 \times Q_h \times \left(\frac{l - e_{min}}{l}\right)$$

$$\sum Q_{r,max} = 1.1 \left[\frac{95}{2} + 35 \times \left(\frac{14 - 0.8}{14}\right)\right] + 1.21 \times 50 \times \left(\frac{14 - 0.8}{14}\right)$$

=146 KN

$$\sum Q_{r,(\max)} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left(\frac{e_{min}}{l}\right)\right] + \varphi_1 \times Q_h \times \left(\frac{e_{min}}{l}\right)$$

$$\sum Q_{r,(\max)} = 1.1 \left[\frac{95}{2} + 35 \times \left(\frac{0.8}{14}\right)\right] + 1.21 \times 50 \times \left(\frac{0.8}{14}\right)$$

=57 KN

$Q_{r,max}$=$\frac{\sum Q_{r,max}}{2}$=73 KN

$Q_{r,(\max)}$=$\frac{\sum Q_{r,(\max)}}{2}$= 28 KN

IV.3.2.2 Réaction verticale minimale par galet

∅ Appareil de levage à vide : Groupe charge 1 :

On a : $\varphi 1$ = 1.1 (Annexe 5, Tableau 3)

$$\sum Q_{r,(\min)} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left(\frac{l - e_{min}}{l}\right)\right]$$

$$\sum Q_{r,(\min)} = 1.1 \left[\frac{95}{2} + 35 \times \left(\frac{14 - 0.8}{14}\right)\right]$$

=88.55

$Q_{r,min} = \frac{\sum Q_{r,(\min)}}{2}$= 44.27 KN

$$\sum Q_{r,min} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \times \left(\frac{e_{min}}{l}\right)\right]$$

=54.45 KN

$Q_{r,min} = \frac{\sum Q_{r,min}}{2}$=27.22KN

IV.3.3 Charges horizontales

Pour tenir compte de l'effet de l'accélération de décélération de l'appareil de levage lors de ses déplacements, des réactions horizontales longitudinales et transversales doivent être prévus comme suit :

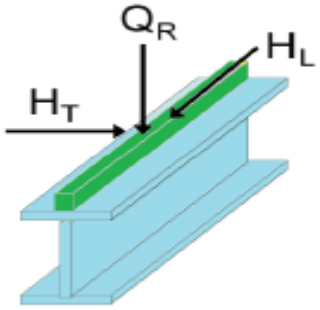


Figure IV.4. Réactions horizontales longitudinales et transversales

IV.3.3.1 Charge horizontale longitudinale

$H_{L,1}= H_{L,2} = \varphi_5 \times \frac{K}{n_r}$

Avec : n_r= 2 nombres de poutres de roulement Et :

φ_5 = 1.5 les systèmes dont la force change graduellement (Annexe 5, Tableau 6)

La force d'entrainement calcule comme suit

$K = \mu \times \sum Q_{r,min}^{*}$

Avec : μ = 0.2 coefficient de frottement (Acier-Acier)

Et :

$\sum Q_{r,min}^{*} = m_w \times Q_{r,min} = 2 \times 27.22 = 54.45$ KN

Avec :

m_w= 2 nombres de galets entrainés

D'où :

$K = \mu \times \sum Q_{r,min}^{*} = 10.9$ KN

$H_{L,1}= H_{L,2} = 1.5 \times \frac{10.9}{2} = 7.83$ KN

IV.3.3.2 Charge horizontale transversales

Ces forces qui sont transmises par les galets de pont roulant à la poutre de roulement, ont pour cause :

- Le freinage du chariot.
- Les irrégularités de la voie de roulement.
- Le levage oblique.

Le moment M résultant de la force d'entrainement qu'il convient d'appliquer au centre de masse est contrebalancée par les charges horizontales transversales $H_{L,1}\ et\ H_{L,2}$

Les charges horizontales transversales peuvent être obtenus de la façon suivante (EC 1-P3 :2.7.2(3)):

$H_{T1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{K}{\alpha}$

$H_{T,2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{K}{\alpha}$

Et : $\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,max}}{\sum Q_r}$

$\sum Q_r = \sum Q_{r,max} + \sum Q_{r,(\max)} = 192+57 = 249$KN

$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,max}}{\sum Q_r} = \frac{192}{249} = 0.77$

$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1-0.77 = 0.23$

$l_s = (\xi_1 - 0.5) \times l = (0.77 - 0.5) \times 14 = 3.78$

L'excentrement l_s , est la distance qui sépare le centre d'inertie de l'axe médiane du pont.

$M = K \times l_s = 39.46$ KN.m

$H_{T1} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{\alpha} = 15.2$ KN

$H_{T,2} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{\alpha}$=4.53 KN

IV.3.3.3 Force horizontales produits lors des accélérations et des décélérations du chariot

La force horizontale $H_{T.3}$ produite par l'accélération et décélération du chariot est déterminé de la façon suivante :

$H_{T.3}$= 10% (Q_h) + 10% ($Q_{C.2}$) = 10% (50) + 10% (35) =8.5

IV.3.4 Dimensionnement de la poutre de roulement

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche maximale est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre.

- Portée : l = 6 m
- poids estimer de la poutre de roulement avec rail est de 100 daN/ml = 1 × 10−2 kN/cm La flèche admissible f_{adm}

$$f_{ad} = {}^{L}/_{600}$$

Flèche verticale :

$\delta_1 = \frac{1}{6} \times \frac{Q_{R.max} \times l^3}{E \times I_Y} \left[\frac{3a}{4l} - (\frac{a}{l})^3\right] = \delta_1 = \frac{1}{6} \times \frac{73 \times 600^3}{2.1 \times 10^4 \times I_Y} \left[\frac{3 \times 300}{4 \times 600} - (\frac{300}{600})^3\right]$

$I_Y = 31285.71. cm^4$

D'après le tableau des profiles on opte pour **HEA 360**

	I_y (mm^4)	I_z (mm^4)	$W_{pl\,y}$ (mm^3)	$W_{pl\,z}$ (mm^3)	t_f (mm)	A (mm^2)	p (Kg/ml)	h (mm)	B (mm)	t_w (mm)
HEA 360	33089 × 10^4	7886.8× 10^4	2088.5× 10^3	802× 10^3	17.5	142.8× 10^2	112.1	350	300	10

Tableau XV.1. Les caractéristiques du profilé HEA360 (conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1)

Choix du rail de roulement :

Le type est dimension de rail de roulement sont souvent fournis par le fabriquant du pont roulant en fonction des conditions d'utilisation (charges, vitesse, portée,) et aussi en fonction du type de galet. On adopte des rails carrés en acier A 75.



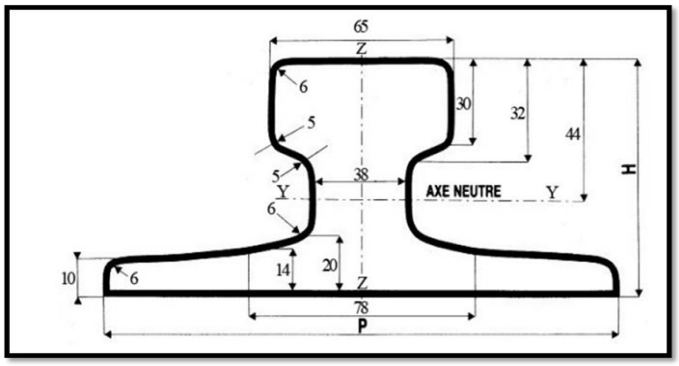


Figure IV.5. Caractéristiques géométriques du rail A65

	A (cm^2)	P (dan/m)	$I_y(cm^4)$	$W_y(cm^3)$	$I_z(cm^4)$	$W_z(cm^3)$	K(mm)	hr(mm)
A65	55,4	43,5	327	73,7	609	69,6	65	75

Tableau XIV.2. Caractéristiques du rail A65

IV.3.5 Vérification au états limite de service ELS

La vérification de la flèche est faite suivant les deux directions verticales et horizontales.

Flèche verticale :

$$\delta_1=\frac{1}{6}\times\frac{Q_{R.max}\times l^3}{E\times I_Y}\left[\frac{3a}{4l}-\left(\frac{a}{l}\right)^3\right]=\delta_1=\frac{1}{6}\times\frac{73\times600^3}{2.1\times10^4\times33089}\left[\frac{3\times300}{4\times600}-\left(\frac{300}{600}\right)^3\right]=0.94$$

$$\delta_2=\left[\frac{5}{384}\times\frac{G\times l^4}{E\times I_Y}\right]=\left[\frac{5}{384}\times\frac{(1.121+0.431)10^{-2}\times600^4}{2.1\times10^4\times33089}\right]=0.03$$

$$\delta_{max}=\delta_1+\delta_2=0.94+0.03\Rightarrow\delta_{max}=0.97\ cm\ f_{ad}<=\frac{L}{600}=1\ cm$$

IV.3.6 Calcul des sollicitations internes

Les poutres de roulement dans notre cas sont conçues en tançons de 6.0 m de long supportes par deux appuis (isostatiques). Cette disposition permet de réduire les contraintes de fatigue qui peuvent être induites par l'alternance des moments $M+/M-$. Au niveau des appuis dans le cas des poutres continus.

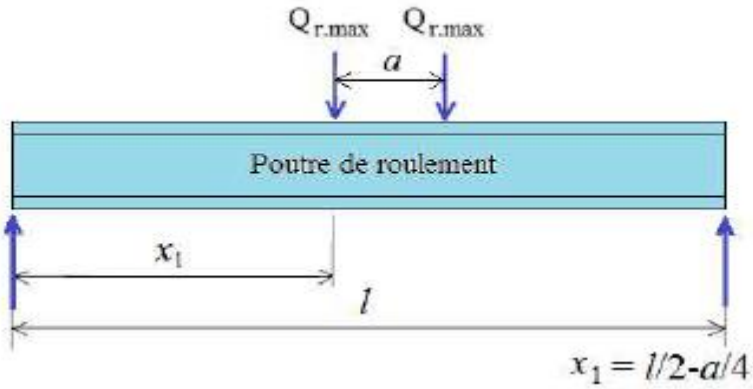


Figure XVIIIV.6. La poutre de roulement

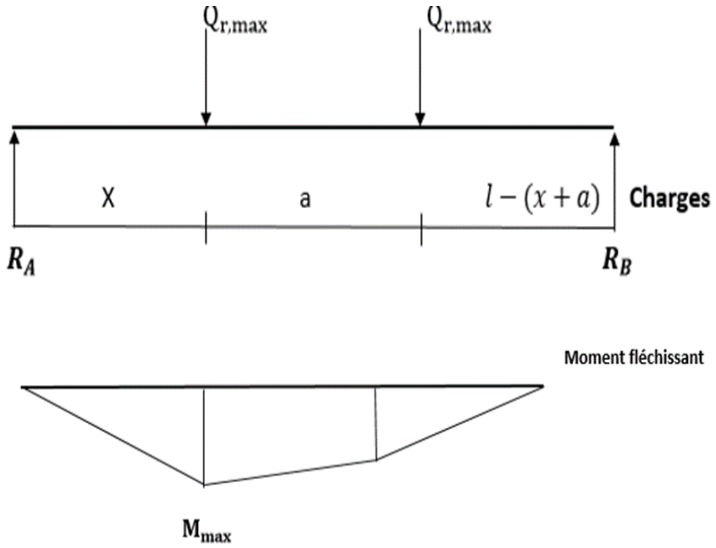
IV.3.6.1 Calcul des moments maximaux

Charges verticales M_V

Calcul de $\frac{\alpha}{l}$: $\frac{\alpha}{l}$= 0.5<0.586

M_{max}=$[Q_{r.max} \times (2l - \alpha)^2]/8\, l$ =$[73 \times (2 \times 6 - 3)^2]/8\times$ 6 =123.2 KM.m

Et le moment est max à x = l/2-$\alpha/4$ = 2.25 m



$\sum$ M/A =0

$R_B \times l - Q_{r.max}\ (x + a) - Q_{r.max} \times x = 0$

$R_B = \frac{1}{l}(Q_{r.max}\ (x + a) + Q_{r.max} \times x)$

Pour x = 2.25 m

$R_B = \frac{1}{6}$(73 (2.25 + 3)+73× 2.25) = 91.25KM

$R_A = 2 \times Q_{r.max}$-R_B = 54.75KN

$M_{max} = R_A \times x$=123. 2KN.m

M_V = 123.2 KN.m

Pour x = 5.25 m

$M_{max} = R_A \times 5.25 - Q_{r.max}$ (5.25−2.25)=68.4 KN .m

Charge permanente M_G :

Pour x = 2.25 m :

G = 1.121 + 0.431 = 1.552 kN/mm

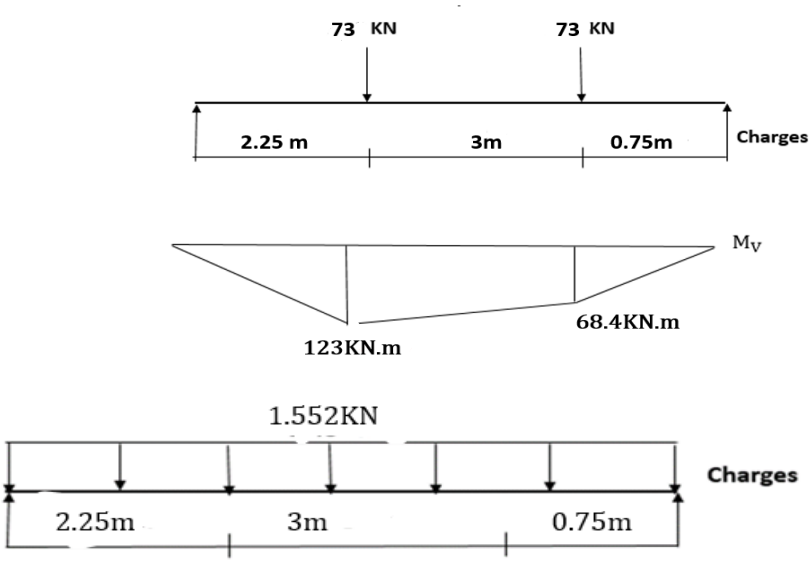
$R_A = \frac{G \times l}{2} = \frac{1.552 \times 6}{2}$=4.65KN

$M_{max} = \frac{4.65 \times 2.25 - (2.25^2 \times 1.552)}{2}$=6.53 kN/mm

Pour x = 5.25 m

$R_A = \frac{G \times l}{2} = \frac{1.552 \times 6}{2}$=4.65KN

$M_{max} = \frac{4.65 \times 5.25 - (5.25^2 \times 1.552)}{2}$=3.02 kN/mm



IV.3.6.2 Calcul de l'effort tranchant maximal

La position du galet qui donne un effort tranchant maximal est donne aux appuis.

Charge variable V:

$R_A = \frac{73 \times 6 + 73 \times 3}{6}$=109.5KN

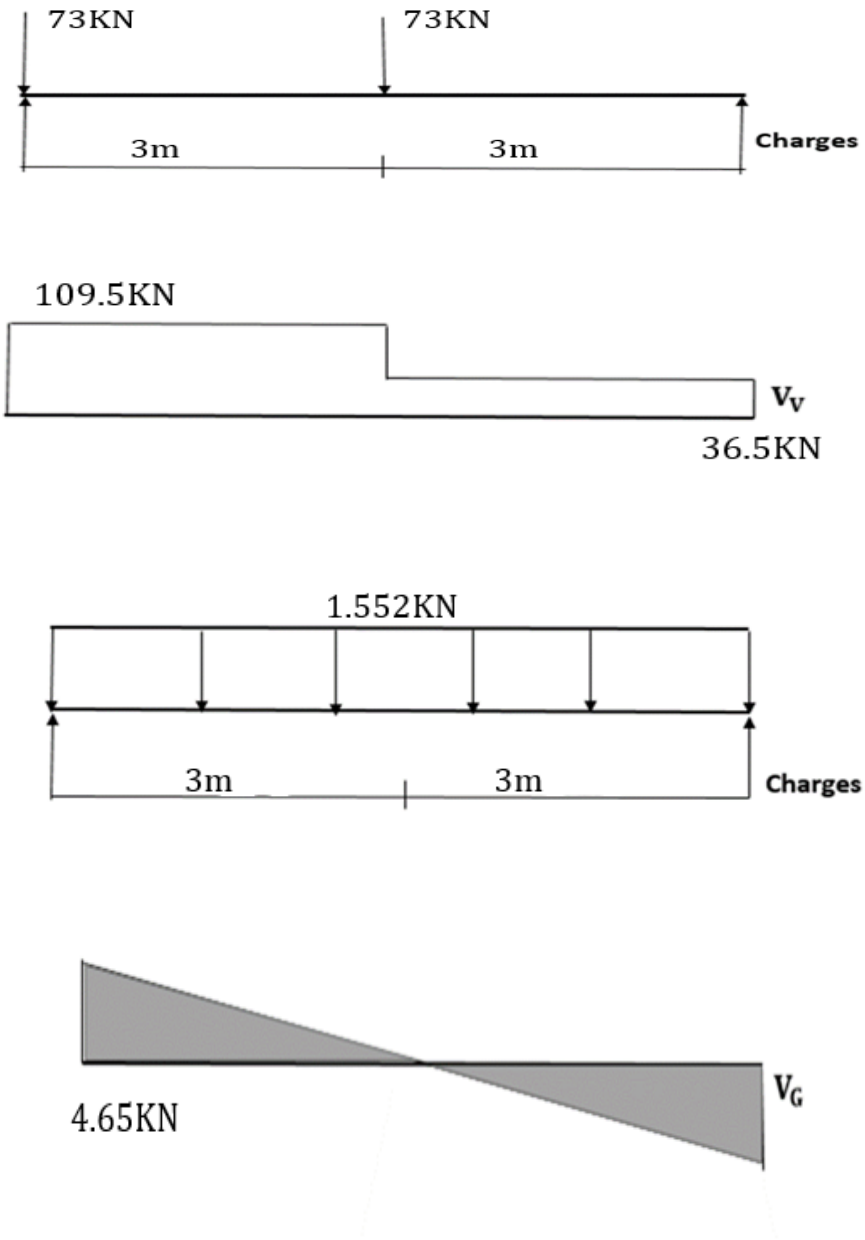
$R_B = (73 \times 2) - 109.5$=36.5 KN

$V_V = R_A = 109.5\ KN$

Charge permanente G :

$R_A = \frac{G \times l}{2}$ =4.65KN

$V_G = R_A = 4.65$KN



IV.3.6.3 Charge totale pondérée

Charges verticales :

Le moment maximal pondère à x = 2.25 m

M_{ysd}= 1.35M_G + 1.5M_V=1.35× 6.53 + 1.5× 123.2 =193.75KN .m

L'effort tranchant maximal pondéré aux appuis :

V_{zsd}= 1.35V_G + 1.5V_V = 1.35 × 4.65+ 1.5 × 109.5 = 170.5KN

Le moment maximal pondère à x = 5.25m

M_{ysd}= 1.35M_G + 1.5M_V=1.35× 3.03+ 1.5× 68.4 =106.7KN .m

Charge horizontale :

Le moment maximal a =2.25 m

$R_A \times 6 - 15.2 \times 3 = 0$

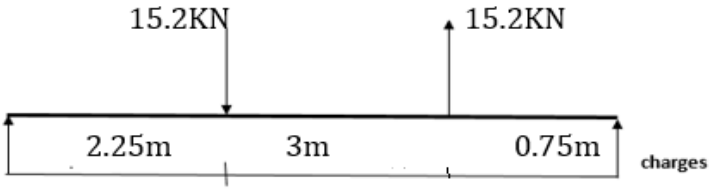
$R_A = \frac{15.2 \times 3}{6} = 7.6$ KN

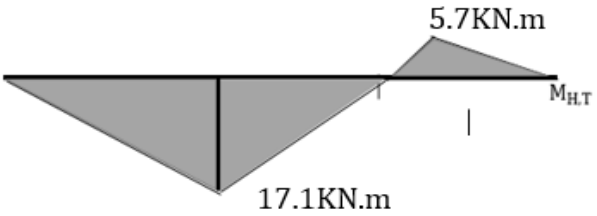
$M_{max} = R_A \times 2.25 = 17.1\ KN.m$

$M_{H,T} = 17.1\ KN.m$

Pour x = 5.25 m

$M = 7.6 \times 5.25 - 15.2 \times 3 = -5.7 KN.m$





La valeur maximale du moment fléchissant est obtenue en plaçant une charge latérale au niveau d'un appui comme indiqué sur la figure ci-dessous.

$M_{max} = \frac{p \times l}{4} = \frac{15.2 \times 6}{4} = 22.8$KN.m

Remarque :

On retient la valeur du moment fléchissant $M_{max} = 17.1\ KN.m$ due aux charges latérales qui coïncide avec la valeur maximale du au moment fléchissant due aux charges verticales

Moment max (KN.m)	x **=2.25** m	x **= 5.25**m	**Effort tranchant max (aux appuis)(KN)**
M_V	123.2	68.4	109.5
M_G	6.53	3.02	4.65
$M_{H,T}$	17.1	_	

Récapitulions du bilan des efforts :

M_{ysd}= 1.35M_G + 1.5M_V=1.35× 6.53 + 1.5× 123.2 =193.75KN .m

M_{zsd}=$M_{H,T} = 17.1 KN.m$

$M_{zsd} = 1.5 \times 17.1 = 25.65$ KN. m(au niveau de la semelle supérieure)

V_{zsd}= 1.35V_G + 1.5V_V = 1.35 × 4.65+ 1.5 × 109.5 = 170.5KN (toute la section)

N_{sd}= 1.5 $H_{L.1}$ = 1.5 $H_{L.2}$ = 1.5 × 7.83 = 11.74 KN

IV.3.7 Vérification de la section a l'ELU

IV.3.7.1 Classe de la section :

Classe de la semelle (semelle comprimée) :

On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92\text{Et}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2 \times r)/2}{t_f} = \frac{(300 - 10 - 2 \times 27)/2}{17.5} = 6.74 < 9\varepsilon = 8.28$$

Donc la semelle est de classe 1

Classe de l'âme (âme fléchie) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_f} = \frac{261}{17.5} = 14.91 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

D'où la section est de classe 1

IV.3.7.2 Résistance au cisaillement aux appuis

Cisaillement verticale :

$V_{plz,sd}$= (A_{vz} × f_y)/($\sqrt{3}$ ×γ_{M0}) = (49×27.5) / ($\sqrt{3}$×1.1) = 707.25 $k\ N$

0.5 ×$V_{plz.Rd}$= 0.5 ×707.25 = 353.621$k\ N$

On a:

$V_{z.sd}$= 170.5 < 0.5× $V_{plz.Rd}$

Donc :il n'y a pas d'interaction de moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant.

$V_{z.sd}$ = 374.852 < $V_{plz.sd}$= 747.45 $k\ N$ $\quad$ V$e\ r\ i\ f\ i$ée

IV.3.7.3 Résistance de la section a la flexion déviée (biaxiale) composée

On a:

$M_{ply.Rd}$=$\frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2088.5 \times 275}{1.1}$ =522. 125$k\ N$ .m

$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{802.3 \times 275}{1.1} = 200k\ N$ .m

Et :

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{142.8 \times 27.5}{1.1} = 3550\ kN$$

D'où :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} = \frac{11.74}{3550} + \frac{19375}{522.125} + \frac{25.65}{200} = 0.502 < 1.0 \quad Verifié$$

La Poutre de roulement est vérifiée vis-à-vis de la flexion déviée composée

IV.3.7.4 Résistance aux instabilités

La poutre de roulement qui est simplement appuyé est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux. Les maintiens sont causés par la poutre au niveau de chaque galet.

$$M_{b.Rd} = X_{lt} \times M_{ply.Rd}$$

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

Tronçon 1 : $\boldsymbol{L}$ =2.25 $\boldsymbol{m}$

Cas des moments aux extrémités du tronçon :

C_1=1.88−1.40 × ψ +0.52 × ψ^2 = ≤ 2.7

$\psi = \frac{M_a}{M_b}$ =0 Avec $M_a < M_b$; $-1.0 < \psi$

→ C 1= 1.88

$$M_{cr} = 1.88 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 7886.8}{225^2} \times \sqrt{\frac{2177 \times 10^3}{7886.8} + \frac{225^2 \times 8 \times 10^3 \times 148.82}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 7886.8}} \times 10^{-2}$$

M_{cr}=10737. 28k N .m

Autrement :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2088.5 \times 27.5}{1073728}} = 0.23$$

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1.16 < 2$$

→ Courbe de flambement « a»

D'ou :

$\bar{\lambda}_{LT}$ = 0.23 → X_{LT}= 0.9943

$M_{b.Rd}$ =X_{LT} × $M_{ply.Rd}$ = 0.9943 × $\frac{2088.5 \times 27.5}{1,1} \times 10^{-2}$ =519.1 k N .m

M_{ysd} =193.75KN .m< $M_{b.Rd}$ =519.1 k N .m

Tronçon 2 : $\boldsymbol{L}$ =3 $\boldsymbol{m}$

Cas des moments aux extrémités du tronçon :

C_1=1.88−1.40 × ψ +0.52 × ψ^2 = ≤ 2.7

$\psi = \frac{M_a}{M_b}$ =0 Avec $M_a < M_b$; $-1.0 < \psi$

$\psi = \frac{106.67}{193.75}$ =0.55 → C 1= 2.27

$$M_{cr} = 2.27 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 7886.8}{300^2} \times \sqrt{\frac{2177 \times 10^3}{7886.8} + \frac{300^2 \times 8 \times 10^3 \times 148.82}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 7886.8}}$$

M_{cr}=7619.74 $k\,N$ .m

Autrement :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2088.5 \times 27.5}{761974}} = 0.27$$

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1.16 < 2$$

→ Courbe de flambement « a »

D'ou :

$\bar{\lambda}_{LT}$ = 0.27 → X_{LT}= 0.9831

$M_{b.Rd}$ =X_{LT} × $M_{ply.Rd}$ = 0.9831×$\frac{2088.5 \times 27.5}{1,1} \times 10^{-2}$ =513.3 $k\,N$ .m

M_{ysd} =193.75KN .m< $M_{b.Rd}$ =513 .3 $k\,N$ .m

Les équations d'interactions :

On a :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} + K_{yy}\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + K_{yz}\frac{M_{z.sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

Et :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + K_{zy}\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + K_{zz}\frac{M_{z.sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

Autrement :

$$N_{by,Rd} = X_y \times N_{pl,Rd}$$

$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{15.22} = 39.42$; $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{39.42}{86.8} = 0.45$

$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1.16 < 1.2$

→ Axe de flambement yy → courbe de flambement « a »

Dou :

$\bar{\lambda}_y$= 0.45 → χ_y =0.9386

$N_{by,Rd}$=X_y × $N_{pl,Rd}$ = 0.9386× $\frac{142.8\times27.5}{1.1}$ = 3350.8 k N

Semelle supérieure :

I_z=$\frac{(bf^3\times t_f)}{12}$ = $\frac{30^3\times1.75}{12}$ = 3937.5 $c\,m$ 4

A =b_f × t_f= 30 × 1.75=52.5 $c\,m$ ²

i_z = $\sqrt{\frac{I_z}{A}}$ = $\sqrt{\frac{3937.5}{52.5}}$ = 8.66 c m

λ_z = $\frac{l_z}{i_z}$ = $\frac{600}{8.66}$ = 69.2 c m

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{69.2}{86.8} = 0.8$$

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1.16 < 1.2$$

→ Axe de flambement zz → courbe de flambement « b »

D'ou :

$\overline{\lambda_z}$ = 0.8 → χ_z=0.7245

$N_{bz,Rd}$= χ_z × $N_{pl,Rd}$ = 0.7245 ×$\frac{142.8\times27.5}{1.1}$ =2586.46 $k\,N$

Calcul des coefficients d'interactions :

K_{yy} = min [C_{my} (1+ [$\bar{\lambda}_y$−0.2]× $\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}}$) ; C_{my}(1+0.8×$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}}$)]

K_{yy} = min [0.9 (1+ [0.45−0.2]×$\frac{11.74}{3350.8}$) ; 0.9 (1+0.8×$\frac{11.74}{3350.8}$)]

K_{yy} =min(0.9 ; 0.903)=0.9

K_{Zy} =max [(1−$\frac{0.1\times\bar{\lambda}_z}{C_{mLT}-0.25}$ × $\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}}$) ; (1−$\frac{0.1}{C_{mLT}-0.25}$ × $\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}}$)]

K_{Zy} =max [(1−$\frac{0.1\times0.8}{0.9-0.25}$ × $\frac{11.74}{3350.8}$) ; (1−$\frac{0.1}{0.9-0.25}$ × $\frac{11.74}{3350.8}$)]

K_{zy} =min (0.9995 ; 0.9994) =0.9994

K_{zz}= min [C_{mz}(1+ [2×$\bar{\lambda}_z$−0.6] × $\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}}$) ; C_{mz} (1+0.8× $\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}}$)]

K_{zz}= min [0.9 (1+[2×0.8 −0.6] × $\frac{11.74}{3350.8}$) ; 0.9 (1+0.8× $\frac{11.74}{3350.8}$)]

K_{zz}= min (0.9042 ; 0.9025) = 0.9025

K_{yz}= 0.6 $k\ z\ z$ =0.6 × 0.9025 = 0.541

Vérification par rapport à l'axe fort y y :

$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}}+K_{yy}\ \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}}+K_{yz}\ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}$

$= \frac{11.74}{3350.8} + 0.9 \times \frac{193.75}{319.1} + 0.541 \times \frac{25.65}{200} = 0.62 < 1.0 \quad V\acute{e}r\ i\ f\ i\acute{e}e$

Vérification par rapport à l'axe faible zz :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{zy}\ \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + K_{zz}\ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}$$

$= \frac{11.74}{3350.8} + 0.9994\ \frac{193.75}{319.1} + 0.9025 \frac{25.55}{200} = 0.72 < 1.0 \quad V\acute{e}r\ i\ f\ i\acute{e}e$

D'où : la poutre de roulement est vérifiée vis-à-vis des instabilités (diversement + flambement).

IV.3.7.5 Résistance au voilement (EC3, page187)

Il faut vérifier que si : $\frac{d}{t_w} < 69\ \varepsilon$ (pas de risque de voilement de l'âme)

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

D'où :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{243}{16.5} = 14.72 < 69\ \varepsilon$$

Donc pas de risque de voilement de l'âme

IV.3.7.6 Contrainte de compression verticale locale

La contrainte locale verticale de compression $\sigma_{z,sd}$ générée dans lame par les charges des galets appliquées sur la semelle supérieure :

$$\sigma_{z,sd} = \frac{F_{z,sd}}{l_{eff} \times t_w}$$

La largeur effective d'âme $l\ e\ f\ f$ sur laquelle s'exerce la pression locale est évaluée selon (EN 1993-6, Tableau 5.1)

On a le rail de pont roulant non fixé de façon rigide sur la semelle cas (b)

Donc :

$$l_{eff} = 3.25 \times (\frac{I_r + I_{f,eff}}{t_w})^{1/3}$$

Largeur efficace de la semelle :

$$b_{eff} = b_{fr} + h_{r,wear} + t_f$$

Avec : $h_{r,wear}$= 0.75. h_r = 0.75×75 = 56.25 $m\,m$, h_r est la hauteur totale du rail A75

Et : b_{fr}= 175 $m\,m$ (largeur du rail)

Et : t_f= 17 .5 $m\,m$ (épaisseur de la semelle de la poutre de roulement)

D'où :

b_{eff} = 175+ 65.25 + 17.5= 257.7 $m\,m < b_{poutre} = 300\ mm$

Moment d'inertie de la semelle supérieure :

$$l_{f,eff} = \frac{b_{eff} \times t_f^3}{12} = \frac{25.77 \times 1.75^3}{12} = 11.5\ cm^4$$

Donc :

$$l_{eff} = 3.25 \times \left(\frac{327 + 11.5}{0.95}\right)^{1/3} = 23.04\ cm = 234.9\ mm$$

$$F_{z,sd} = \gamma_Q \times Q_{r,max} = 1.5 \times 73 = 109.5kN$$

D'où la contrainte locale verticale de compression est :

$$\sigma_{z,sd} = \frac{F_{z,sd}}{l_{eff} \times t_w} = \frac{109.5}{23.04 \times 0.95} = 5\ kN/cm^2 < fy = 27.5\ kN/cm^2$$

IV.3.8 Dimensionnement du support du chemin de roulement (Corbeau)

Le chemin de roulement est supporté par Corbeau :

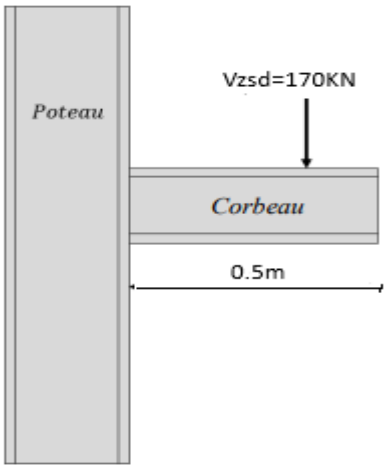


Figure XIXV.7. Support du chemin de roulement (Corbeau)

Le corbeau est pré dimensionnée en vérifiant la condition de résistance suivante :

$$M_{y,sd} \leq M_{cy,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$M_{y,sd} = V_{z,sd} \times 0.5 = 170 \times 0.5 = 85\ kN.m$$

D'où :

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{85 \times 1.1 \times 10^2}{27.5} \quad ; \quad w_{pl,y} \geq 340\ cm^3$$

On opte pour un **HEB 240** de $w_{el,y}$ = 938.3 cm^3 et $w_{pl,y}$= 1053 cm^3

Vérification à l'effort tranchant :

On a :

$V_{z,sd}$ =170 $k\ N$

Et :

$V_{z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{33.23 \times 27.5}{1.1 \times \sqrt{3}}$=479.63 KN

D'où :

$$V_{z,sd} < V_{z,Rd}$$

Donc le corbeau est vérifié vis-à-vis de l'effort tranchant

IV.4 Conclusion

Suite à l'étude réalisé sur le pont roulant de notre construction, on a opté pour HEA 360 comme une poutre à chemin de roulement (PDR) équipé d'un rail en A65 fixé à l'aide des crapauds au long de la poutre (PDR) (Figure) et supporter par un corbeau en HEB 240

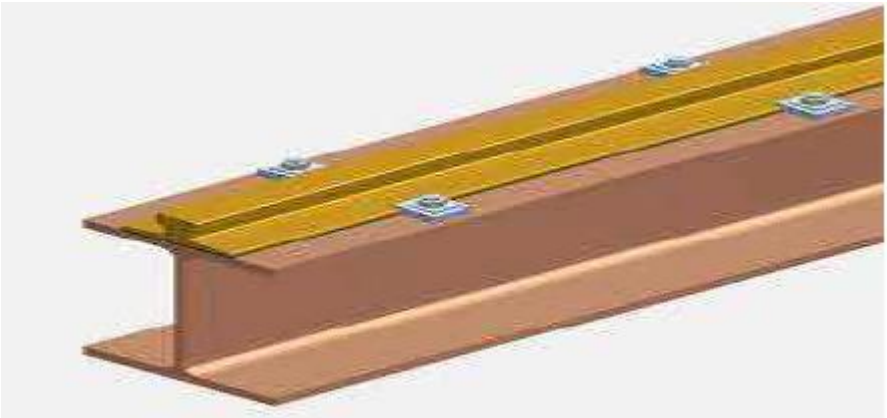


Figure XXV.8. Poutre de roulement avec un rail

Chapitre V : Etude sismique

V.1 Introduction

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leurs masses qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraine bien entendu des efforts dans la structure.
L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles de solliciter la structure.
Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois types d'analyse :

• Méthode statique équivalente
• Méthode d'analyse spectrale.
• Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

VI.2. Choix de la méthode de calcul :
La Méthode Statique Équivalente une parmi les trois méthodes de calcul sismique, on va vérifier les conditions d'application de cette méthode suivant RPA 99 / version 2003

V.2 Les conditions d'application de la Méthode Statique Équivalente

La Méthode Statique Équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :
Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 RPA 99 / version 2003 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
On a notre halle métallique a une hauteur totale de 6.66 m et situé à la zone II, donc la première condition est satisfaite, d'où on va vérifier les régularités en plan et en élévation comme suit :
Vérification de la régularité en plan et en élévation :
• Régularité en plan

a. On a notre structure est doublement symétrique (critère vérifié)
b. Le rapport longueur / largeur est 0.25 <5430= 1.8 < 4 et aussi on n'a pas de partie rentrante (critère vérifié)
c. Notre structure est considérée comme indéformable (critère vitrifié)

On voit que notre structure vérifie tous les critères (a1, a2, a3 et a4) du RPA 99 / version 2003 selon les deux sens horizontale X et Y
Donc notre structure est régularisée en plan
• Régularité en élévation
Notre structure vérifie tous les critères, suspendant on a le système de contreventement suivant la direction X par portique et suivant la direction Y par palée triangulée en X pas de discontinuité(b1) ; Aussi pas de diminution progressive de section (b2) et pas de décrochement en élévation (b4).
D'où, notre structure vérifie tous les critères (b1, b2 et b4) du RPA 99 /version 2003 selon les deux sens horizontale X et Y ; autrement notre structure est régularisée en élévation.
En finale on a la structure est régularise en plan et en élévation donc on n'a pas besoin de passer vers la deuxième condition et aussi la longueur totale de notre structure égale à
6.66 m <65 m (zone II)
Donc la méthode statique équivalente est applicable pour notre cas de structure.

V.3 Principe de la Méthode MSE

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.

-La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

V.3.1 Calcul de la force sismique totale V

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 du RPA 99 / version 2003

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen,

R : coefficient de comportement global de la structure

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

V.3.1.1 Coefficient d'accélération de zone A

Donné par le tableau 4.1 du RPA 99 / version 2003 en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

NB : pour notre cas on a le groupe d'usage 2 (Industriel) et la structure est implantée dans la zone IIa ;

Donc $\boldsymbol{A}$ = **0. 1**5

V.3.1.2 Facteur d'amplification dynamique moyen D

Facteur d'amplification dynamique moyen fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). (Formule 4.2 du RPA 99 / version 2003)

$$D = \begin{cases} 2.5n & 0 \le T \le T_0 \\ 2.5n\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3S \\ 2.5n\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3S \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 du RPA 99 / version 2003 :

$$n = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} \geq 0.7$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Les valeurs de ξ sont données dans le tableau 4.2 du RPA 99/ version 2003

NB : pour notre cas on a la structure on acier avec un remplissage léger (pas de mure intérieure)

Donc $\boldsymbol{\xi}$ = **4** %

D'où

$$n = \sqrt{\frac{7}{(2+4)}} = 1.08 \geq 0.7$$

T2 est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, elle est donnée par le tableau 4.7 du RPA 99 /2003

NB : pour notre structure elle est implantée dans un sol de catégorie S2

Donc T2 = 0.40 sec

Estimation de la période fondamentale T de la structure

La formule donnée par le RPA 99 / version 2003 est la suivante

$$T = C_t \times {h_n}^{3/4}$$

Avec

- h_n: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- C_T: coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6.

- D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

NB : pour notre cas on a un portique auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie

Donc C_T= 0.085

Notre structure a une hauteur totale h_n = 6.66 m

D'où

$$T = 0.085 \times {6.66}^{3/4} = 0.35s$$

→ D = 2.5 η = 2.5 × 1.08 = 2.7

Critère	Sens longitudinal	Sens transversa
1-conditions minimal sur la file de contreventements	0	0.05
2-redondance en plan	0.05	0
3-régularité en plan	0	0
4-régularité en élévation	0	0
5-contrôle de qualité de matériaux	0.5	0.5
6-contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau V.1. Critère q

$Q_Y = 1 + 0.2 = 1.2$

$Q_X = 1 + 0.2 = 1.2$

V.4 Poids total de la structure (W)

W : Est égal à la somme des poids à chaque niveau

$$W = \sum_{0}^{1} W_i \qquad avec \qquad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

-W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

-W_{Qi} : Charges d'exploitations

-β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (donnée par le tableau 4-5 RPA).

=>$\beta = 0.4$; (Cas 4 : entrepôts, hangars)

Poids des éléments :

Profilé	Type	Poids unitaire en daN/m	Longueur	Poids total daN
Poteaux	**HEA400**	**124.6**	**72**	**8971.2**
Potelets	**IPE200**	**22.4**	**30 .6**	**685.44**
Traverses	**IPE360**	**57.1**	**90.36**	**5159.55**
Poutres sablières	**HEA120**	**19,9**	**60**	**1194**
Palée de stabilité verticale en V	**Cornières L60X60X5**	**4.54**	**103.68**	**470.7**
Diagonales de contreventement horizontales	**Cornières L60X60X5**	**4.54**	**111.52**	**506.3**

Lisses de long-pan	**UAP130**	**13,74**	**491.68**	**6755.68**
Pannes	**IPE 140**	**12,9**	**360**	**4644**
Bardage	**TN40+Accessoires 12daN/m2 + 5daN/m2**	**17**	**500**	**8500**
Couver ture	**TN40+Accessoires 12daN/m2 + 5daN/m2**	**17**	**471.74**	**8019.58**
Pont roulant	/	/	/	**18000**
Rail	**A65**	**43,5**	**60**	**2610**
Poutre de roulement	**HEA360**	**112.1**	**60**	**6627**

Tableau V.2. Poids des éléments

Poids du aux charges permanentes : $W_{Gi} =$ 78019.57 daN
La charge d'exploitation :
WQi = (P neige + P vent) × S toiture +charge d'entretien
= (50.5+63.92) ×451.71+120=51804.65 daN

Cumul des poids :

$$W = W_{Gi} + 0.4\, W_{Qi}$$

W= 78019.57 + (0,4 × 51804.65) = 98941.43 daN

$V_X = V_Y = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.2}{4} \times 98941.43 = 11997.1$daN

V.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes $V = F_t + \sum_1^2 F_i$

Avec $F_t = 0.7 \times T \times V$ ou $T < 0.7sec => F_t = 0$

$$F_i = \frac{(V - F_t)\, W_i\, h_i}{\sum_{j-1}^{n} W_j\, h_j}$$

F_t : Effort horizontal revenant au niveau i ;

h_i : Niveau ou s'exerce la force

$$F_X = F_Y = \frac{V.\ (W.h)}{W.h}$$

$F_X = F_Y =$V=11997.1daN

Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V2 pignon) :

$V_{vent} = 50.5 daN/m^2$ …. (Chapitre 02)

$V_{vent} = 50.5 \times S$ toiture

$V_{vent} = 50.05 \times 451.71$

$V_{vent} = 22608.1 daN$

$\mathbf{V}_{vent} > \mathbf{V_x}$

$\mathbf{V}_{vent} > \mathbf{V_y}$

V.6 conclusion

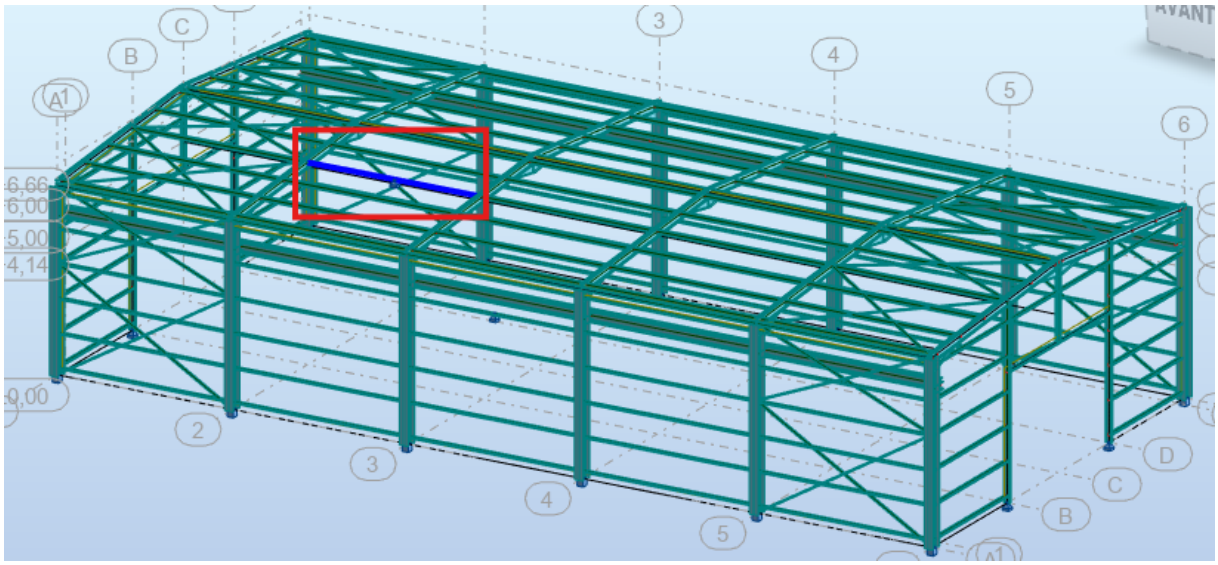
Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

ChapitreVI: Vérification des éléments de la structure avec ROBOT

VI.1 Introduction

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2024, 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.

VI.2 Panne



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 135 PANNE_135 **POINT:** 4 **COORDONNEE:** x = 0.50 L = 3.00 m

---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 36 ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 1*1.35+2*1.05+3*1.50

MATERIAU:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.3 cm	Ay=11.16 cm2	Az=7.65 cm2	Ax=16.43 cm2
tw=0.5 cm	Iy=541.22 cm4	Iz=44.92 cm4	Ix=2.46 cm4
tf=0.7 cm	Wply=88.34 cm3	Wplz=19.25 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 985.93 daN	My,Ed = 9.50 kN*m	
Nc,Rd = 45182.50 daN	My,Ed,max = 9.50 kN*m	
Nb,Rd = 45182.50 daN	My,c,Rd = 24.29 kN*m	Vz,Ed = -0.02 daN
	MN,y,Rd = 24.29 kN*m	Vz,c,Rd = 12140.13 daN
	Mb,Rd = 13.81 kN*m	
		Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 18.67 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.55
Lcr,upp=3.00 m	Lam_LT = 1.14	fi,LT = 1.27	XLT,mod = 0.57

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y: kyy = 1.00

en z: kzy = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/My,c,Rd = 0.39 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.69 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.71 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.71 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES

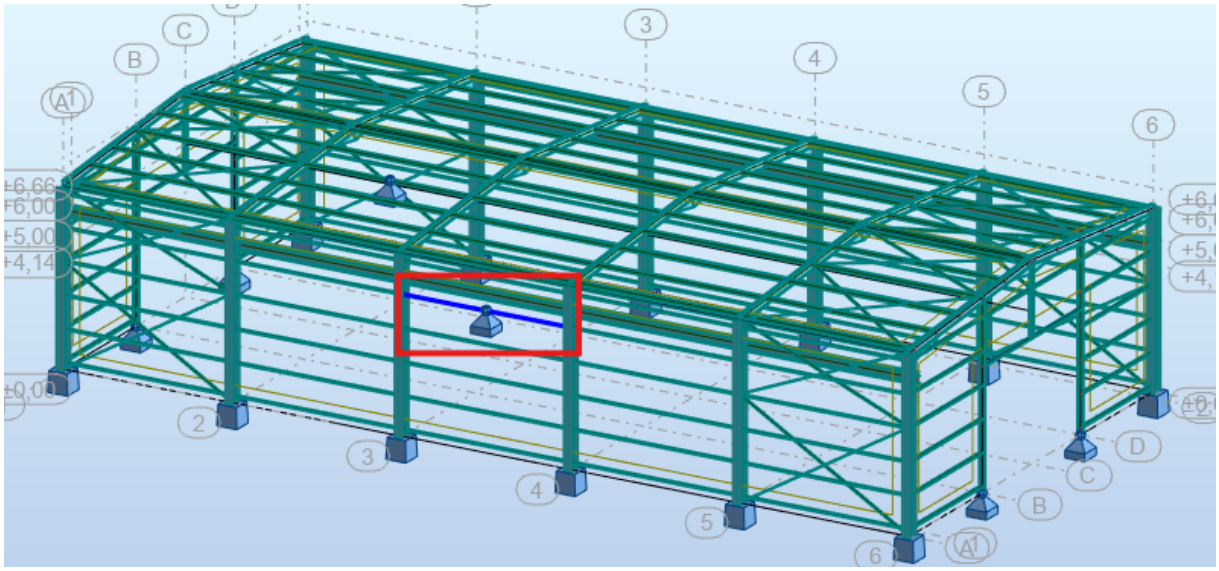
Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 63 ELS:CAR/16=1*1.00 + 2*0.70 + 3*1.00 (1+3)*1.00+2*0.70
uz = 2.1 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 63 ELS:CAR/16=1*1.00 + 2*0.70 + 3*1.00 (1+3)*1.00+2*0.70

Déplacements (REPERE GLOBAL): *Non analysé*

Profil correct !!!

VI.3 Lisse



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

----------**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 197 LISSE DE BARGA_197 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.50 L = 3.00 m
---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif----------
: 27 ELU/22=1*1.35 + 5*1.50 1*1.35+5*1.50

MATERIAU:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: UAP 130

h=13.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=5.5 cm	Ay=11.98 cm2	Az=8.52 cm2	Ax=17.50 cm2
tw=0.6 cm	Iy=459.56 cm4	Iz=51.34 cm4	Ix=4.15 cm4
tf=0.9 cm	Wely=70.70 cm3	Welz=13.76 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 55.39 daN	My,Ed = -5.08 kN*m	Mz,Ed = -0.49 kN*m	Vy,Ed = -81.50 daN
Nc,Rd = 48125.00 daN	My,Ed,max = -5.08 kN*m	Mz,Ed,max = -0.49 kN*m	Vy,c,Rd = 19020.80 daN
Nb,Rd = 48125.00 daN	My,c,Rd = 19.44 kN*m	Mz,c,Rd = 3.79 kN*m	Vz,Ed = -0.00 daN
			Vz,c,Rd = 13531.29 daN
	Mb,Rd = 10.55 kN*m		
			Classe de la section = 3

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 26.15 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.54
Lcr,low=3.00 m	Lam_LT = 0.86	fi,LT = 1.12	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y: kyy = 1.00 en z: kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.39 < 1.00 (6.2.1(7))
sqrt(Sig,x,Ed^2 + 3*Tau,y,Ed^2)/(fy/gM0) = 0.37 < 1.00 (6.2.1.(5))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.48 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.61 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.61 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES

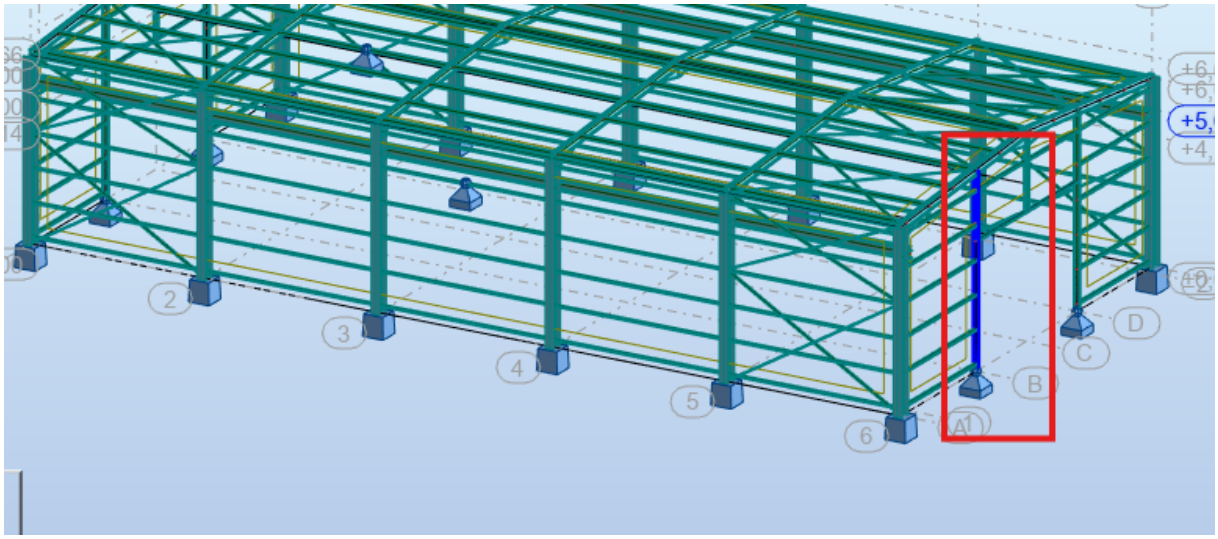
Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.1 cm < uy max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 60 ELS:CAR/13=1*1.00 + 4*1.00 (1+4)*1.00
uz = 1.3 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 57 ELS:CAR/10=1*1.00 + 2*0.70 + 5*1.00 + 3*0.50 (1+5)*1.00+2*0.70+3*0.50

Déplacements (REPERE GLOBAL): *Non analysé*

Profil correct !!!

VI.4 Potelet



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 27 POTLE_27 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.56 L = 3.55 m

---

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 20 ELU/15=1*1.35 + 2*1.05 + 4*1.50 + 3*0.75 1*1.35+2*1.05+4*1.50+3*0.75

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm2	Az=14.00 cm2	Ax=28.48 cm2
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm4	Iz=142.37 cm4	Ix=7.02 cm4
tf=0.9 cm	Wply=220.64 cm3	Wplz=44.61 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1505.99 daN	My,Ed = -9.75 kN*m	Mz,Ed = -0.19 kN*m	Vy,Ed = -104.90 daN
Nc,Rd = 78320.00 daN	My,Ed,max = -9.75 kN*m	Mz,Ed,max = 0.43 kN*m	Vy,c,Rd = 31081.07 daN
Nb,Rd = 57909.20 daN	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 36.22 daN
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,c,Rd = 22221.63 daN
	Mb,Rd = 21.48 kN*m		
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 24.09 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.35
Lcr,low=6.39 m	Lam_LT = 1.59	fi,LT = 1.86	XLT,mod = 0.35

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

Ly = 6.39 m	Lam_y = 0.89	Lz = 6.39 m	Lam_z = 0.30
Lcr,y = 6.39 m	Xy = 0.74	Lcr,z = 0.59 m	Xz = 0.96
Lamy = 77.41	kyy = 1.02	Lamz = 26.39	kyz = 1.08

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/MN,y,Rd = 0.16 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 77.41 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 26.39 < Lambda,max = 210.00 STABLE

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.45 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.53 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.32 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): *Non analysé*



Déplacements (REPERE GLOBAL):

vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 4.3 cm Vérifié

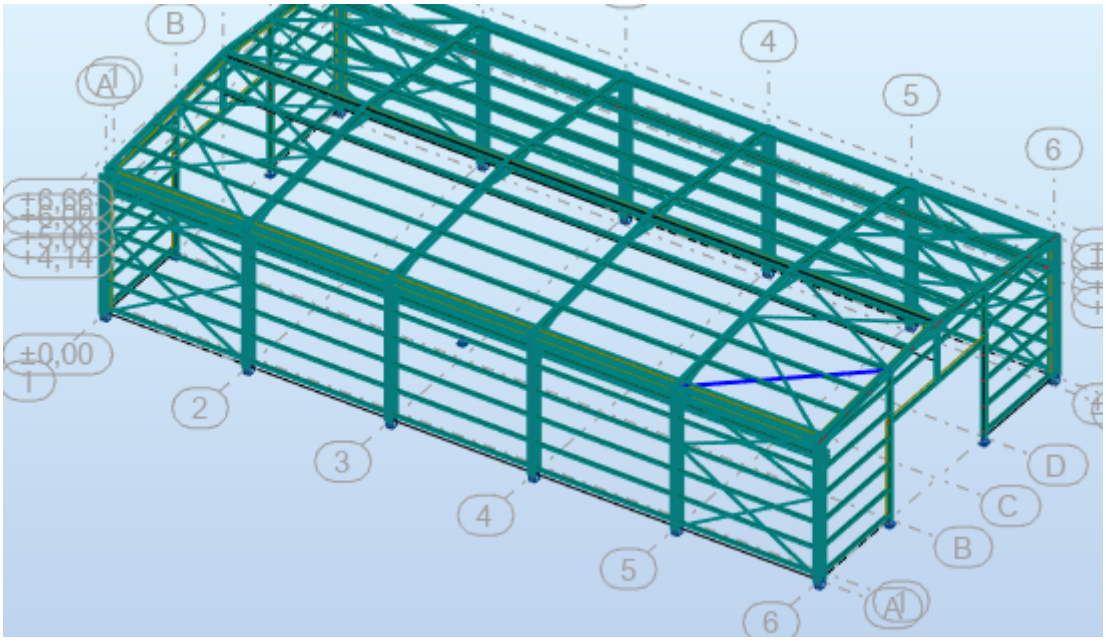
Cas de charge décisif: 55 ELS:CAR/8=1*1.00 + 2*0.70 + 4*1.00 + 3*0.50 (1+4)*1.00+2*0.70+3*0.50

vy = 0.1 cm < vy max = L/150.00 = 4.3 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 62 ELS:CAR/15=1*1.00 + 5*1.00 (1+5)*1.00

Profil correct !!!

VI.5 Poutre au vent



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 316 CV_ H_316 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 36 ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 1*1.35+2*1.05+3*1.50

MATERIAU:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 60x5

h=6.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.0 cm	Ay=3.00 cm2	Az=3.00 cm2	Ax=5.82 cm2
tw=0.5 cm	Iy=19.37 cm4	Iz=19.37 cm4	Ix=0.48 cm4
tf=0.5 cm	Wely=4.44 cm3	Welz=4.44 cm3	
			Aeff=5.82 cm2

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:
N,Ed = 2397.41 daN
Nc,Rd = 16001.34 daN
Nb,Rd = 2470.70 daN

Classe de la section = 4

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

Ly = 3.75 m Lam_y = 2.37
Lcr,y = 3.75 m Xy = 0.15
Lamy = 205.53

en z:

Lz = 3.75 m Lam_z = 2.37
Lcr,z = 3.75 m Xz = 0.15
Lamz = 205.53

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.15 < 1.00 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 205.53 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 205.53 < Lambda,max = 210.00 STABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.97 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL): *Non analysé*

Déplacements (REPERE GLOBAL):

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 5.0 cm Vérifié

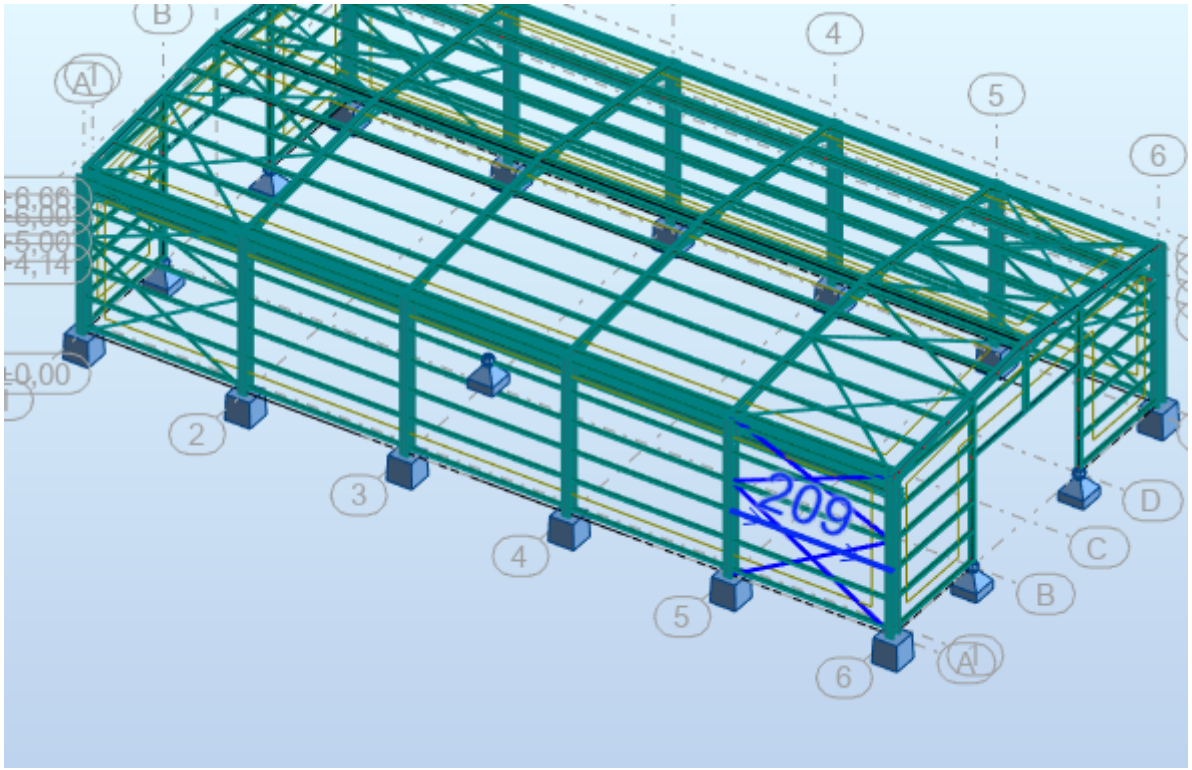
Cas de charge décisif: 64 ELS:CAR/17=1*1.00 + 2*0.70 + 4*0.60 + 3*1.00 (1+3)*1.00+2*0.70+4*0.60

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 5.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 63 ELS:CAR/16=1*1.00 + 2*0.70 + 3*1.00 (1+3)*1.00+2*0.70

Profil correct !!!

VI.6 Palée de stabilité



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 324 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 84 1.35G+1.5P /23/ 1*1.35 + 79/23*1.50

MATERIAU:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 60x5

h=6.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.0 cm	Ay=3.00 cm2	Az=3.00 cm2	Ax=5.82 cm2
tw=0.5 cm	Iy=19.37 cm4	Iz=19.37 cm4	Ix=0.48 cm4
tf=0.5 cm	Wely=4.44 cm3	Welz=4.44 cm3	
			Aeff=5.82 cm2

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:
N,Ed = 1165.00 daN
Nc,Rd = 16001.34 daN
Nb,Rd = 2822.69 daN

Classe de la section = 4



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

Ly = 3.49 m	Lam_y = 2.20	Lz = 3.49 m	Lam_z = 2.20
Lcr,y = 3.49 m	Xy = 0.18	Lcr,z = 3.49 m	Xz = 0.18
Lamy = 191.05		Lamz = 191.05	

FORMULES DE VERIFICATION:
Contrôle de la résistance de la section:
N,Ed/Nc,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.4.(1))
Contrôle de la stabilité globale de la barre:
Lambda,y = 191.05 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 191.05 < Lambda,max = 210.00 STABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.41 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



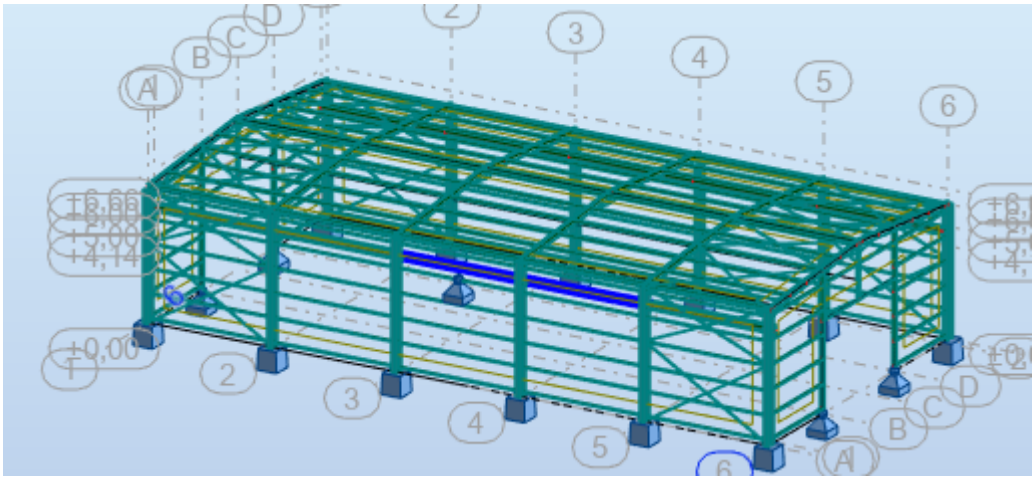
Flèches (REPERE LOCAL): *Non analysé*



Déplacements (REPERE GLOBAL):
vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 4.6 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 60 ELS:CAR/13=1*1.00 + 4*1.00 (1+4)*1.00
vy = 0.2 cm < vy max = L/150.00 = 4.6 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 63 ELS:CAR/16=1*1.00 + 2*0.70 + 3*1.00 (1+3)*1.00+2*0.70

Profil correct !!!

VI.7 Poutre de chemin de roulement



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 301 PDR_301 **POINT:** 3 **COORDONNEE:** x = 0.33 L = 2.00 m

---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 84 1.35G+1.5P /27/ 1*1.35 + 79/27*1.50

MATERIAU:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 360

h=35.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=116.66 cm2	Az=48.96 cm2	Ax=142.76 cm2
tw=1.0 cm	Iy=33089.80 cm4	Iz=7886.84 cm4	Ix=147.00 cm4
tf=1.8 cm	Wply=2088.63 cm3	Wplz=802.29 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 5573.37 daN	My,Ed = 163.18 kN*m	Mz,Ed = -15.55 kN*m	Vy,Ed = 2172.81 daN
Nc,Rd = 392584.50 daN	My,Ed,max = 203.26 kN*m		Mz,Ed,max = 27.90 kN*m
	Vy,T,Rd = 185129.02 daN		
Nb,Rd = 392584.50 daN	My,c,Rd = 574.37 kN*m	Mz,c,Rd = 220.63 kN*m	Vz,Ed = 8053.08 daN
	MN,y,Rd = 574.37 kN*m	MN,z,Rd = 220.63 kN*m	Vz,T,Rd = 77709.58 daN
	Mb,Rd = 509.18 kN*m		Tt,Ed = 0.02 kN*m
			Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 1365.03 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.84
Lcr,upp=6.00 m	Lam_LT = 0.65	fi,LT = 0.77	XLT,mod = 0.89

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y: kyy = 1.00 en z: kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.28 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.15 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.10 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.40 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES

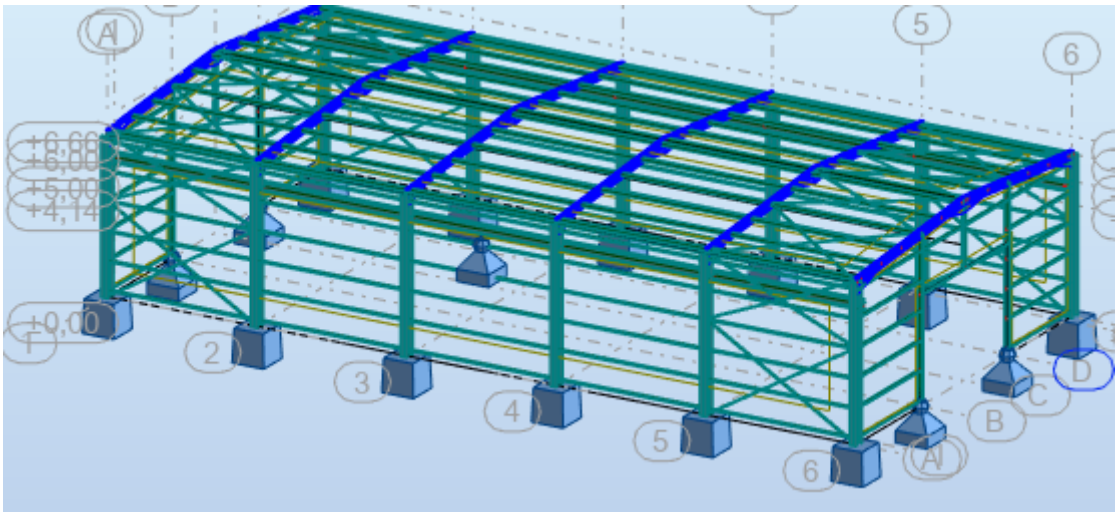
Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.3 cm < uy max = L/600.00 = 1.0 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 88 G+P /27/ 1*1.00 + 79/27*1.00
uz = 0.6 cm < uz max = L/600.00 = 1.0 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 88 G+P /27/ 1*1.00 + 79/27*1.00
u inst,y = 0.3 cm < u inst,max,y = L/600.00 = 1.0 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 1*0
u inst,z = 0.6 cm < u inst,max,z = L/600.00 = 1.0 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 1*0

Déplacements (REPERE GLOBAL): *Non analysé*

Profil correct !!!

VI.8 Ferme



NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 16 TRAVERS CM_16 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.84 L = 6.33 m

---

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 36 ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 1*1.35+2*1.05+3*1.50

MATERIAU:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

h=30.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=15.0 cm	Ay=32.10 cm2	Az=19.78 cm2	Ax=53.81 cm2
tw=0.7 cm	Iy=8356.11 cm4	Iz=603.78 cm4	Ix=16.14 cm4
tf=1.1 cm	Wely=557.07 cm3	Welz=80.50 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 5156.40 daN	My,Ed = -91.67 kN*m	Mz,Ed = 0.07 kN*m	Vy,Ed = -6.00 daN
Nc,Rd = 147983.00 daN	My,el,Rd = 153.20 kN*m	Mz,el,Rd = 22.14 kN*m	Vy,T,Rd = 50924.79 daN
Nb,Rd = 58072.68 daN	My,c,Rd = 153.20 kN*m	Mz,c,Rd = 22.14 kN*m	Vz,Ed = -5732.50 daN
			Vz,T,Rd = 31389.24 daN
	Mb,Rd = 105.35 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 328.31 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.65
Lcr,low=5.13 m	Lam_LT = 0.68	fi,LT = 0.92	XLT,mod = 0.69

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y: en z:

Ly = 7.53 m	Lam_y = 0.30	Lz = 7.53 m	Lam_z = 1.29
Lcr,y = 3.76 m	Xy = 0.96	Lcr,z = 3.76 m	Xz = 0.39
Lamy = 26.31	kzy = 1.01	Lamz = 112.12	kzz = 0.98

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:
N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.64 < 1.00 (6.2.1(7))
sqrt(Sig,x,Ed^2 + 3*(Tau,ty,Ed)^2)/(fy/gM0) = 0.64 < 1.00 (6.2.1.(5))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Contrôle de la stabilité globale de la barre:
Lambda,y = 26.31 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 112.12 < Lambda,max = 210.00 STABLE
My,Ed/Mb,Rd = 0.87 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.95 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.97 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES

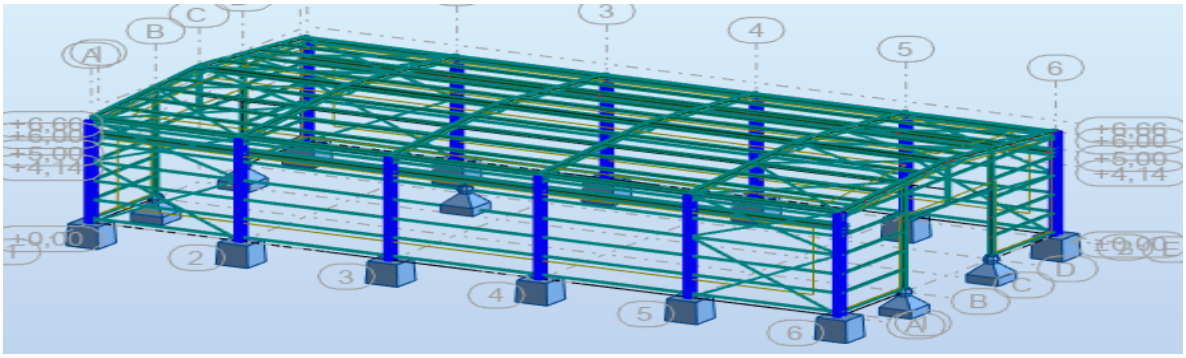
Flèches (REPERE LOCAL):
uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.8 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 63 ELS:CAR/16=1*1.00 + 2*0.70 + 3*1.00 (1+3)*1.00+2*0.70
uz = 0.5 cm < uz max = L/200.00 = 3.8 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 63 ELS:CAR/16=1*1.00 + 2*0.70 + 3*1.00 (1+3)*1.00+2*0.70

Déplacements (REPERE GLOBAL): *Non analysé*

Profil correct !!!

VI.9 Poteaux



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :
PIECE : 14 Poteau CM_14 **POINT :** 1 **COORDONNEE :** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CHARGEMENTS :
Cas de charge décisif : 84 1.35G+1.5P /17/ 1*1.35 + 79/17*1.50

MATERIAU:
S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm2	Az=57.33 cm2	Ax=158.98 cm2
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm4	Iz=8563.83 cm4	Ix=189.76 cm4
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm3	Wplz=872.86 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 25452.31 daN	My,Ed = -195.19 kN*m	Mz,Ed = 1.81 kN*m	Vy,Ed = 45.49 daN
Nc,Rd = 437195.00 daN	My,Ed,max = -195.19 kN*m		Mz,Ed,max = -12.15 kN*m
	Vy,T,Rd = 200332.69 daN		
Nb,Rd = 352492.67 daN	My,c,Rd = 704.50 kN*m	Mz,c,Rd = 240.04 kN*m	Vz,Ed = 6449.57 daN
	MN,y,Rd = 704.50 kN*m	MN,z,Rd = 240.04 kN*m	Vz,T,Rd = 91013.94 daN
	Mb,Rd = 662.37 kN*m		Tt,Ed = 0.01 kN*m
			Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 2705.04 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.90
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 0.51	fi,LT = 0.67	XLT,mod = 0.94

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.21	Lz = 6.00 m	Lam_z = 0.66
Lcr,y = 3.00 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 4.20 m	Xz = 0.81
Lamy = 17.82	kyy = 1.02	Lamz = 57.23	kyz = 0.80

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.28 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.08 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 17.82 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 57.23 < Lambda,max = 210.00 STABLE
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.29 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.40 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.28 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES


Flèches (REPERE LOCAL): *Non analysé*


Déplacements (REPERE GLOBAL):

vx = 0.0 cm < vx max = L/400.00 = 1.5 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 60 ELS:CAR/13=1*1.00 + 4*1.00 (1+4)*1.00
vy = 0.3 cm < vy max = L/400.00 = 1.5 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 65 ELS:CAR/18=1*1.00 + 2*0.70 + 5*0.60 + 3*1.00 (1+3)*1.00+2*0.70+5*0.60

Profil correct !!!

Chapitre VII : Assemblage avec étude fondation

VII.1 Introduction

Les fondations d'une construction ont pour objet de transmettre toutes les charges de la superstructure au sol, elles sont donc la partie fondamentale de l'ouvrage car elles assurent la stabilité générale de la structure. Le calcul se fait d'abord sur les pieds de poteaux et leur assemblage, c'est la partie transitoire entre la superstructure et l'infrastructure. L'étude des fondations demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

VII.2 Choix de type de fondation

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant certains critères essentiels tel que :

¬ Type de construction.

¬ Stabilité totale du bâtiment.

¬ Caractéristique du sol.

¬ La nature et le poids de la superstructure.

¬ Solution économique et facile à réaliser.

VII.3 Le rapport géotechnique

VII.3.1Investigation In-situ

Les investigations en matière géologique et géotechnique ont été porté par LHCO sur : - huit (08) essais pénétrométriques réalisé à l'aide du pénétromètre dynamique lourd « GEOTOOL » type B2 donnant la résistance du sol en fonction de la profondeur. - Deux(02) sondages carottés de 25m et 20m de profondeur réalisée à l'aide d'une sondeuse qui a permis de prélever des échantillons intacts pour les analyses au laboratoire afin d'établir une coupe géologique des sols rencontrés

VII.3.2 Caractéristique géotechnique

D'après le rapport géotechnique effectué : $\sigma_{bar=}1.4\ bar$

VII.4 Pied de poteau

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés. Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrages noyées dans le béton. Pour cette structure, nous avons choisi le type encastré.

VII.5 Efforts sollicitant

D'après le logiciel AUTODESK ROBOT, les efforts les plus sollicitant de l'assemblage sont sous la combinaison

N_{Sd}=270.8KN

M_{Sd} =206.18 KN.m

V_{sd}=68 KN

La section transversale du Poteau est un HEA 400

h = 390 mm ; b = 300 mm ; t_w = 11 mm ; t_f = 19mm

A=14280 mm ²

VII.6 Dimensionnement de la plaque d'assise

La plaque d'assise doit être dimensionnée afin de résister à l'effort de compression.

Résistance du matériau de scellement :

f_{jd}=$\frac{\alpha \times \beta_{j \times f_{jk}}}{\gamma_c}$=16.5 MPA

• Estimation de l'aire de la plaque d'assise L'estimation de l'aire de la plaque d'assise est calculée en choisissant la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{C0} = max\left\{\frac{1}{b \times h}\left(\frac{N_{j.Sd}}{f_j}\right)^2 \; ; \; \frac{N_{j.Sd}}{f_j}\right\}$$

$$A_{C0} = max\left\{\frac{1}{300 \times 390}\left(\frac{270802.5}{16.5}\right)^2 \; ; \; \frac{270802.5}{16.5}\right\}$$

A_{C0}= max {2302.24 ; 16412.27} ⇒ $A_{C0} = 16412.27mm^2$

Donc A_{C0}= 16412.27mm^2< 0.95h× b =111150 mm^2

• Détermination de la largeur d'appui additionnelle

La valeur de la largeur d'appui additionnelle c est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré. Le calcul de cette dernière se fait selon les étapes suivantes :

$$\boldsymbol{c} = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Où : pour une plaque d'assise à projection courte (Tableau 2 ouvrage Mr Dahmani, 2eme édition 2022, P451) on prend :

A=2

$B = -(b - t_w + h)$

$$C = \left(\frac{N_{Sd}}{2f_{jd}}\right) - \left(2b.t_f + 4{t_f}^2 + 0.5ht_w - t_f t_w\right)$$

A=2

$B = 2 \times 300 - 11 + 390$=-679

$C = \left(\frac{270802.5}{2 \times 16.5}\right) - (2 \times 300 \times 19 + 4 \times 19^2 + 0.5 \times 390 \times 11 - 19 \times 11) = -13799.24$

$\boldsymbol{c} = \frac{679 \pm \sqrt{-679^2 - 4 \times 2 \times (-13799.24)}}{2 \times 2}$=70mm

• Détermination des dimensions de la plaque d'assise

$hp \geq h + 2 \times c$ =530mm

b$p \geq$ b + 2 × c =440mm

On prend alors :

hp = 550mm

bp = 450mm

• Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise

L'épaisseur de la plaque doit satisfaire la condition suivante :

$$t_p = \boldsymbol{c}\left(\frac{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}\right)^{0.5}$$

$t_p = 70\left(\frac{3\times16.5\times1.1}{275}\right)^{0.5}$=31mm

On prend : $t_p = 31mm$ → épaisseur la plaque d'assise.

VII.7 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec 3 files de 3 tiges d'encrage ∅27 de classe 10.9.

t = tp = 31 mm

d_0= ∅ + 2 = 29 mm

¬ Entraxes (p_1, p_2)

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq$ 14t → 2,2 × 29 ≤ p_1 ≤ 14×31 → 63 ≤ p_1 ≤ 434 Alors on prend p_1 = 230 mm

3 $d_0 \leq p_2 \leq$ 14t →3 × 22 ≤ p_2 ≤ 14×42→ 66 ≤ p_2 ≤ 434 Alors on prend p_2 = 180 m

¬ Pinces (e_1, e_2)

1,2 d0 ≤ e_1 ≤ 12t → 34.8≤ e_1≤ 372 → Alors on prend e_1 =45mm

1,5 d0 ≤ e_2 ≤ 12t → 42.5 ≤e_2≤ 372→Alors on prend e_2 = 45 mm

VII.8 Vérification de la résistance du pied de poteau

VII.8.1 Vérification de la résistance à la compression

La résistance d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par des tronçons en T équivalents comprimés, un pour chaque semelle et un pour l'âme du poteau. Pour chaque tronçon en T équivalent, la résistance de calcul à l'écrasement est déterminée en multipliant sa surface d'appui par la résistance du matériau de scellement.

$F_{C.rd}$= $(2A_f + A_w)f_j$

Sachant que :

$A_f = (t_f + 2c)(b + 2c) = (19 + 2 \times 70)(300 + 2 \times 70) = 69960\, mm^2$

$A_{W=}$(h$-2c - 2t_f$)($2c$+t_w) =(h$-2c - 2t_f$)($2c$+t_w) =32012 mm^2

$F_{C.rd}$=(2× $69960 + 32012$)×16.5 =2836878 N =283687.8 daN

$N_{C.sd}$=27080.2. $daN < F_{C.rd}$=283687.8 daN

VII.8.2 Vérification de la résistance à la traction

Pour déterminer la résistance de l'assemblage à la traction face aux efforts de soulèvement on modélise ce dernier par un tronçon en T équivalent, tendu de l'âme. Cette résistance correspondra à la plus petite des résistances des modes de ruines de ce dernier.

Résistance des tiges d'encrage

$F_{t,rd,anachor}$=min ($F_{t,bond,rd}$; $F_{t,rd}$)

Sachant que :

$F_{t,bond,rd}$ Est la résistance de l'adhérence de la tige avec le béton.

$$F_{t,bond,rd} = \frac{\pi d l_b f_{bd}}{\alpha}$$

f_{bd}=$\frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \times \frac{132-d}{100}$

- : Diamètre de la tige. d=27 mm

- : L'encrage dans le béton. l_b=640 mm

- : Résistance du béton. f_{ck}=25 MPA

- : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet →$\alpha = 0.7$

f_{bd}=$\frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} \times \frac{132-27}{100}$ =1.26

$F_{t,bond,rd} = \frac{\pi \times 27 \times 640 \times 1.26}{0.7}$ =97716.1N = $9771.61 daN$

$F_{t,rd}$: Résistance de la tige à la traction

$F_{t,rd}$= $\frac{0.9 \times A_{S \times f_{ub}}}{\gamma_{m0}} = \frac{0.9 \times 459 \times 1000}{1.25}$ 3330480 N = $33048 daN$

. Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu

La longueur participante du tronçon en T est la suivante

- Mécanisme circulaire : $l_{eff,cp}$=2π m

• Mécanisme non circulaire : $l_{eff,np}$ = 4m+1.25e

Sachant que :

m = $\frac{p_2}{2} - \frac{t_w}{2} - 0.8\sqrt{2\alpha}$

- α: cordon de soudure pris égal $\alpha = 12\ mm$

m=$\frac{180}{2} - \frac{11}{2} - 0.8\sqrt{2 \times 12}$= 80.58 mm

e=e_2=45 mm

$l_{eff,np}$ = 4×80.6+1.25×45= 378.65 mm

: $l_{eff,cp}$=2π ×80.6 =506.29 mm

VII.9 Vérification de la présence d'un effet de levier

Le mode de ruine 1-2 peut remplacer les premier et deuxième mode si la condition suivante relative à l'existence d'un effet de levier est satisfaite :

$$L_b > L_b^*$$

Sachant que :

- : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage L_b = 8d+$e_m + t_P + t_{wa}$+0.5k

- : Epaisseur de la rondelle $t_{wa} = 4mm$

- : Epaisseur de l'écrou k=0.8d

- : Epaisseur de mortier de calage e_m=50 mm

L_b = 8×27+50 + 31 + 4+0.5× 0.8 × 27 =311 mm

L_b^*: Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_b^* = \frac{8.8 \times m^3 \times A_S}{l_{eff,cp} \times t_p^3}$$

$L_b^* = \frac{8.8 \times 80.6^3 \times 459}{378.65 \times 31^3}$=187.5< L_b

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la plus petite valeur de résistance des modes de ruine.

$F_{t.rd}$=min($F_{t,1-2.rd}$; $F_{t,3.rd}$; $F_{t,4.rd}$)

• Mode 1-2

$l_{eff,1} = l_{eff,cp}$=378.65 mm

$$m_{pl,rd} = \frac{t_p^2 \times f_y}{4 \times \gamma_{m0}}$$

$m_{pl,rd} = \frac{31^2 \times 275}{4 \times 1.1}$ =60062.5 N=6006.25 daN

$M_{pl,1,rd}$=$m_{pl,rd} \times l_{eff,1}$

$M_{pl,1,rd}$=$6006.25 \times 0.378 = 2270.36 daN.m$

$F_{t,1,rd}$=$\frac{4 \times M_{pl,1,rd}}{m}$

$F_{t,1,rd}$=$\frac{4 \times 2480.58}{0.0806}$= 112673.1

• **Mode 3**

$F_{t,3,rd}$=2× $F_{t,rd,anachor}$

$F_{t,3,rd}$=2× 9771.61=19543.22daN

• **Mode 4**

$F_{t,4,rd}$=$\frac{b_{eff,t} \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}}$

$F_{t,4,rd}$=$\frac{378.65 \times 11 \times 275}{1.1}$ =1041287.5 daN

• **Valeur de la résistance finale**

$F_{t.rd}$=min ($F_{t,1-2.rd}$; $F_{t,3.rd}$; $F_{t,4.rd}$)

$F_{t.rd}$=$F_{t,1,rd}$=112673.1daN

L'assemblage comporte 3 rangées de boulons, alors la valeur de la résistance est :

$F_{T.rd}$=3$F_{t.rd}$=33789 daN

$N_{t.rd}$= $33048 daN < F_{T.rd}$=33789 daN

La condition $N_{t.rd}$< $F_{T.rd}$est vérifiée, alors l'assemblage résiste à la traction

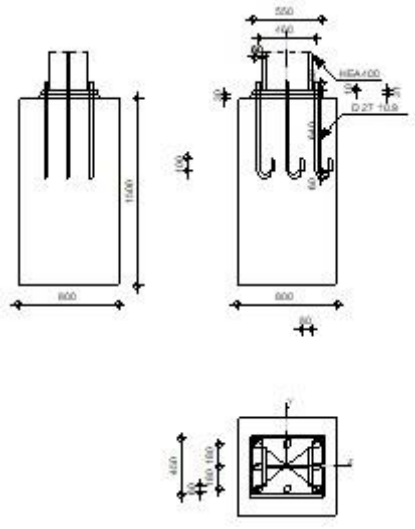
Robot Structural Analysis Professional 2024

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,94**



GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 23
Barres de la structure: 18

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
Barre N°: 18

L_c =	6,00	[m]	Longueur du poteau
α =	0,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c =	390	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc} =	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc} =	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} =	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c =	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c =	158,98	[cm^2]	Aire de la section du poteau
I_{yc} =	45069,40	[cm^4]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

f_{yc} =	275,00	[MPa]	Résistance
f_{uc} =	430,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

l_{pd} =	550	[mm]	Longueur
b_{pd} =	450	[mm]	Largeur
t_{pd} =	31	[mm]	Epaisseur

Matériau:	S 275		
f_{ypd} =	275,00	[MPa]	Résistance
f_{upd} =	430,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9		Classe de tiges d'ancrage
f_{yb} =	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
f_{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
d =	27	[mm]	Diamètre du boulon
A_s =	4,59	[cm^2]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	5,73	[cm^2]	Aire de la section du boulon
n_H =	3		Nombre de colonnes des boulons
n_V =	3		Nombre de rangéss des boulons
Ecartement e_{Hi} =	230 [mm]		
Entraxe e_{Vi} =	180 [mm]		

Dimensions des tiges d'ancrage

L_1 =	60	[mm]
L_2 =	640	[mm]
L_3 =	120	[mm]
L_4 =	100	[mm]

Platine

l_{wd} =	60	[mm]	Longueur
b_{wd} =	60	[mm]	Largeur
t_{wd} =	10	[mm]	Epaisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel
γ_C =	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	800	[mm]	Longueur de la semelle
B =	800	[mm]	Largeur de la semelle
H =	1500	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe			C20/25
f_{ck} =	20,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t_g =	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g}$ =	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

a_p =	12	[mm]	Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: 84: 1.35G+1.5P /25/ 1*1.35 + 79/25*1.50

$N_{j,Ed}$ =	-25406,68	[daN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y}$ =	-794,41	[daN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z}$ =	-6082,66	[daN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y}$ =	167,93	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z}$ =	-2,43	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

f_{cd} =	13,33	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
f_j =	14,29	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c =	79	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
b_{eff} =	176	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
l_{eff} =	450	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
A_{c0} =	792,04	[cm²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
A_{c1} =	3432,00	[cm²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

F_{rdu} =	219829,08	[daN]	Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]
β_j =	0,67		Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} =	18,50	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ =	1911,68	[cm²]	Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y}$ =	792,04	[cm²]	Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z}$ =	792,04	[cm²]	Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ =	353722,55	[daN]	Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y}$ =	146552,72	[daN]	Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z}$ =	146552,72	[daN]	Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL =	1,00		Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y}$ =	2561,80	[cm³]	Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y}$ =	704,50	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y}$ =	371	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y}$ =	189890,84	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z}$ =	872,86	[cm³]	Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z}$ =	240,04	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z}$ =	225	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$

$F_{c,fc,Rd,z}$ =	106682,89	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ =	353722,55	[daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y},F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y}$ =	146552,72	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z},F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{C,Rd,z}$ =	106682,89	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

A_b =	4,59	[cm²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
f_{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
Beta =	0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1} = beta*0.9*f_{ub}*A_b/\gamma_{M2}$

$F_{t,Rd,s1}$ = 28090,80 [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$

$F_{t,Rd,s}$ = 28090,80 [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

f_{ck} = 20,00 [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$f_{ctd} = 0.7*0.3*f_{ck}^{2/3}/\gamma_C$

f_{ctd} =	1,03 [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
η_1 =	1,00	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
η_2 =	1,00	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{bd} = 2.25*\eta_1*\eta_2*f_{ctd}$

f_{bd} =	2,32	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
h_{ef} =	610	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$F_{t,Rd,p} = \pi*d*h_{ef}*f_{bd}$

$F_{t,Rd,p}$ = 12009,01 [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = min(F_{t,Rd,s} , F_{t,Rd,p})$

$F_{t,Rd}$ = 12009,01 [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1}$ =	135	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	142	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
m =	21	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	8,89	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	9,38	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	166048,88	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ =	56914,77	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	36027,04	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = min(F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y}$ = 36027,04 [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1}$ =	275	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	275	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
m =	161	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	18,17	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	18,17	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	45161,58	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1}$ =	275	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$F_{T,2,Rd}$ =	25519,17	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	36027,04	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd} , F_{T,2,Rd} , F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z}$ =	25519,17	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

t_{wc} =	11	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc}$ =	275	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
A_{vc} =	57,33	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,86		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]

$F_{t,wc,Rd,z} = \omega\ b_{eff,t,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0}$

$F_{t,wc,Rd,z}$ =	71282,01	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y}$ =	36027,04	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z},F_{t,wc,Rd,z})$

$F_{T,Rd,z}$ =	25519,17	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)			0,07 < 1,00	vérifié	(0,07)
e_y =	661	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y}$ =	185	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y}$ =	230	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y}$ =	208,09	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)			0,81 < 1,00	vérifié	(0,81)
e_z =	10	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z}$ =	112	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z}$ =	180	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z}$ =	18,80	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			0,13 < 1,00	vérifié	(0,13)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,94 < 1,00	vérifié	(0,94)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y}$ =	0,52	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y}$ =	0,52	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y}$ =	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y}*\alpha_{b,y}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,y}$ =	37232,07	[daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z}$ =	0,52	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z}$ =	0,52	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]

$\alpha_{d,z}$ =	0,52	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement		[Tableau 3.4]
$k_{1,z}$ =	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement		[Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}*\alpha_{b,z}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z}$ =	37232,07	[daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

α_b =	0,25		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
A_{vb} =	5,73	[cm²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
f_{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
γ_{M2} =	1,25		Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b*f_{ub}*A_{vb}/\gamma_{M2}$

$F_{2,vb,Rd}$ =	11359,50	[daN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$ =	25406,68	[daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d}*N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd}$ =	7622,00	[daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ =	98497,97	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	vérifié		(0,01)

$V_{j,Rd,z} = n_b*\min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ =	98497,97	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,06 < 1,00	vérifié		(0,06)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,07 < 1,00	vérifié		(0,07)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_\perp$ =	50,99	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	50,99	[MPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,56	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-7,20	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,16 < 1,00	vérifié	(0,16)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,25 < 1,00	vérifié	(0,25)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,21 < 1,00	vérifié	(0,21)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

b_{eff} =	176	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	450	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c*\sqrt{(b_{eff}*l_{eff})}/(1.275*E)$

$k_{13,y}$ =	32	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
l_{eff} =	135	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
m =	21	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.850*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,y}$ =	173	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
L_b =	300	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,y}$ =	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y}$ =	0,41		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y}$ =	63427,99	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y}$ =	473228,70	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c*\sqrt{(A_{c,z})}/(1.275*E)$

$k_{13,z}$ =	32	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]

l_{eff} =	275	[mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
m =	161	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.850*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,z}$ =	2	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]

L_b =	300	[mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,z}$ =	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z}$ =	0,94		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z}$ =	167617,32	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z}$ =	89920,21	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.	60 [mm] < 81 [mm]
Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.	100 [mm] < 135 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,94

VII.10 Calcul de la base de potelet

Le potelet est un IPE 200 et considéré comme articulé :

h = 200 mm ; b = 200 mm ; t_w= 5.6 mm ; t_f = 8mm

A=2850 mm ²

Les boulons d'encrage en M14 classe 6.8

f_{ub} =600Mpa ; f_{yb} = 480 Mpa ; As =115 mm^2

- **Résistance du béton à la compression :**

$$f_{cd}\frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c}$$

La valeur αcc est donnée dans l'annexe nationale, sa valeur recommandée est de : α_{cc}= 0.85 pour la compression.

D'où :

$f_{cd}\frac{0.85\times25}{1.5}$=14.16 N/mm^2

- **Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :**

On prend la valeur du coefficient du matériau de scellement βj = 2/3 Et α = 1.5
f_{jd}= $\alpha\beta j f_{cd}$ = 1.5 × 2 3 × 14.16 =f_{cd} = 14.16 N/mm^2

- **Estimation de la section de la plaque d'assise :**

$$A_{C0} = max\left\{\frac{1}{h_c b_{fc}}\left(\frac{N_{Sd}}{f_{cd}}\right)^2 \; ; \; \frac{N_{Sd}}{f_{cd}}\right\}$$

$$A_{C0} = max\left\{\frac{1}{200\times200}\left(\frac{47641.6}{14.16}\right)^2 \; ; \; \frac{47641.6}{14.16}\right\}$$

A_{C0}= max {283;3364.51} ⇒ $A_{C0} = 3364.5mm^2$

Donc A_{C0}= $3364.5mm$ < $0.95h_c b_{fc}$ d'où on adopte une plaque d'assise à projection courte

VII.11 Choix du type de la plaque d'assise

Dimensions en plan de la plaque d'assise à projection courte :
Dans le cas d'assemblage articulé, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égal à
β_c= 15 mm
$hp = h + 2 \times \beta c$ =230
$hp = h + 2 \times \beta c$ =230
Ce qui nous donne A = 230×230 = 52900 mm^2 > A_{C0}=$3364.5mm^2$

VII.12 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la largeur d'appui additionnelle c :

$$\boldsymbol{c} = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Ou : pour une plaque d'assise à projection courte (Tableau 2 ouvrage Mr Dahmani, 2eme édition 2022, P451) on prend :
$B = -(b - t_w + h) = -394.2$
A=2
$C = \left(\frac{N_{Sd}}{2f_{jd}}\right) - \left(2b.t_f + 4{t_f}^2 + 0.5ht_w - t_f t_w\right)$
$C = \left(\frac{47641.6}{2\times14.16}\right) - (2\times200\times8.5 + 4\times8.5^2 + 0.5\times200\times5.6 - 5.6\times8.5)$ =−2519.14
Donc :
$\boldsymbol{c} = \frac{394.2\pm\sqrt{-394.2^2-4\times2\times(-2519.14)}}{2\times2}$=−6.2

Vu que l'effort de compression N_{Sd}est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle « c » Pour le calcul de la largeur additionnelle « c » dans ce cas on pose l'épaisseur de la plaque d'assise est de t_p= 8 mm d'où :

$$c = t_p \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M_0}} \right)^{0.5}$$

$c = 8 \left(\frac{275}{3 \times 14.16 \times 1.1} \right)^{0.5}$ =19.4mm

On prend : c = 19mm

On a : $\frac{h-2t_f}{2}$ $= \frac{200-2\times8.5}{2}$ = 91 mm>19mm

Donc il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

$A_{eff} = 2(t_f + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})$

$A_{eff} = 2(8.5 + 2 \times 15)(19 + 15 + 8.5) + (200 - 2 \times 19 - 2 \times 8.5)(2 \times 19 + 5.6)$

=9594.5mm

Vérification de la résistance à l'effort axial N_{sd}:

$N_{rd} = A_{eff} \times f_{jd}$ = 9594.5× 14.16 × 10^{-3} =135.85 kN

N_{rd}= 135.85 kN > N_{sd}= 47.6416kN $vérifié$

Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

• Moment Résistant

$M_{rd} = \frac{t^2 f_y}{6\gamma_{M0}} = \frac{8^2 \times 275}{6 \times 1.1}$ = 2666.6 $N.mm/mm$

• Moment sollicitant

Pour une bonde de 1 mm

$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{18^2}{2}\right) \times 47641.6}{9594.5}$ =804.41

D'où : M_{sd} = 804.41N mm/mm. < M_{rd} =2666.6$N.mm/mm$



Robot Structural Analysis Professional 2024

Calcul du Pied de Poteau articulé

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete

OK

Ratio **0,31**

GENERAL

Assemblage N°:	2
Nom de l'assemblage:	Pied de poteau articulé
Noeud de la structure:	35
Barres de la structure:	27

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:			IPE 200
Barre N°:			27
L_c =	6,39	[m]	Longueur du poteau
α =	0,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c =	200	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc} =	100	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc} =	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} =	8	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c =	12	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c =	28,48	[cm^2]	Aire de la section du poteau
I_{yc} =	1943,17	[cm^4]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
f_{yc} =	275,00	[MPa]	Résistance
f_{uc} =	430,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

l_{pd} =	230	[mm]	Longueur
b_{pd} =	230	[mm]	Largeur
t_{pd} =	8	[mm]	Epaisseur
Matériau:	S 275		
f_{ypd} =	275,00	[MPa]	Résistance
f_{upd} =	430,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6.8		Classe de tiges d'ancrage
f_{yb} =	480,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
f_{ub} =	600,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
d =	14	[mm]	Diamètre du boulon
A_s =	1,15	[cm^2]	Aire de la section efficace du boulon

A_v =	1,54	[cm^2]	Aire de la section du boulon
n =	2		Nombre de rangéss des boulons
e_v =	100	[mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

L_1 =	60	[mm]
L_2 =	640	[mm]
L_3 =	120	[mm]
L_4 =	100	[mm]

Platine

l_{wd} =	30	[mm]	Longueur
b_{wd} =	40	[mm]	Largeur
t_{wd} =	10	[mm]	Epaisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel
γ_C =	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	800	[mm]	Longueur de la semelle
B =	800	[mm]	Largeur de la semelle
H =	900	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	C20/25		
f_{ck} =	20,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t_g =	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g}$ =	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

a_p =	6	[mm]	Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: 33: ELU/28=1*1.00 + 4*1.50 1*1.00+4*1.50

$N_{j,Ed}$ =	-330,90	[daN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y}$ =	6,84	[daN]	Effort tranchant

$V_{j,Ed,z}$ =	508,90	[daN]	Effort tranchant	

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

f_{cd} =	13,33	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
f_j =	26,67	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c =	15	[mm]	Largeur de l'appui additionnel	[6.2.5.(4)]
b_{eff} =	38	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	130	[mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
A_{c0} =	49,49	[cm^2]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
A_{c1} =	445,38	[cm^2]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

F_{rdu} =	19794,52	[daN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
β_j =	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} =	26,67	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n}$ =	153,05	[cm^2]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i} * f_{jd}$

[6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,n}$ =	4081 2,25	[daN]	Résistance du béton à la compression

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

[6.2.8.2.(1)]

$N_{j,Rd}$ =	4081 2,25	[daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y}$ =	1,35	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y}$ =	1,00	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y}$ =	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$

[6.2.2.(1)]

$F_{1,vb,Rd,y}$ =	9632 ,00	[daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z}$ =	2,40		Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z}$ =	1,00		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z}$ =	2,50		Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}*\alpha_{b,z}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z}$ =	9632,00	[daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

α_b =	0,30		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
A_{vb} =	1,54	[cm²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
f_{ub} =	600,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
γ_{M2} =	1,25		Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b*f_{ub}*A_{vb}/\gamma_{M2}$

[6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd}$ =	2187,15	[daN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	

α_M =	2,00		Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s}$ =	0,19	[kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
l_{sm} =	41	[mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
γ_{Ms} =	1,20		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M*M_{Rk,s}/(l_{sm}*\gamma_{Ms})$

[9.3.2.2]

$F_{v,Rd,sm}$ =	788,46	[daN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c}$ =	13179,57	[daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
k_3 =	2,00		Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
γ_{Mc} =	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3*N_{Rk,c}/\gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp}$ =	12203,31	[daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$ =	13034,64	[daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y}$ =	0,57		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y}$ =	1,00		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y}$ =	0,87		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y}$ =	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y}$ =	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y}$ =	1,00		Coef. dépendant du mode de ferraillage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc} =	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y}$ =	3004,96	[daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$ =	10343,77	[daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z}$ =	0,78		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z}$ =	1,00		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z}$ =	0,93		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z}$ =	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z}$ =	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z}$ =	1,00		Coef. dépendant du mode de ferraillage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc} =	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z}$ =	3476,30	[daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$ =	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$ =	330,90	[daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd}$ =	99,27	[daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ =	1676,20	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement			
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$				0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ =	1676,20	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement			
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$				0,30 < 1,00	vérifié	(0,30)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$				0,31 < 1,00	vérifié	(0,31)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

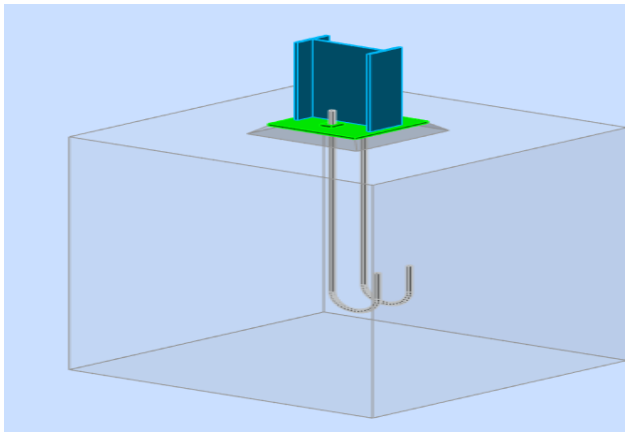
$\sigma_\perp$ =	0,39	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	0,39	[MPa]	Contrainte tengentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,03	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	2,32	[MPa]	Contrainte tengentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0\ (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

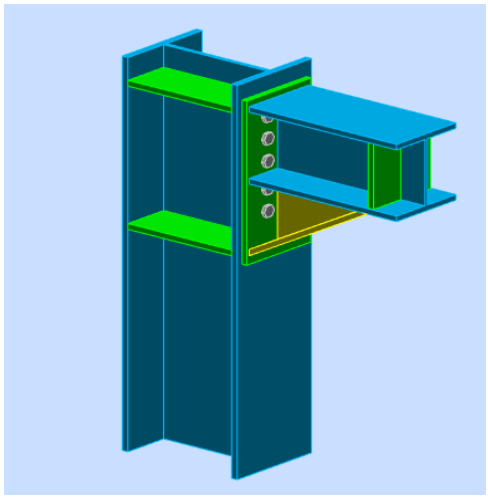
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,31



VII.13 Assemblage Console de la poutre à chemin de roulement-poteau



• La console et le jarret sont en HEB 240 donc :

f_y = 235 Mpa ; h= 240 mm ; b = 240 mm ; t_{fb} = 17 mm ; t_{wb} = 10mm

• Le poteau en HEA 400 donc :

f_y = 275 Mpa ; h = 390 mm ; b = 300 mm ; t_f = 19 mm ; t_w = 11mm

• L'assemblage constituer de 10 boulons M20 de classe HR 10.9 :

f_{ub} = 1000 Mpa ; f_{yb} = 900 Mpa ; A_s = 245 mm^2 ; d = 18 mm

• Et une platine 260 × 510)[mm] de 16 mm d'épaisseur de nuance 275 Mpa donc :

f_y = 275 Mpa ; t = 15 mm

VII.13.1 Évaluation des charges

L'assemblage de rive (console) est soumis aux efforts plus défavorables suivant sous la combinaison COMB1 du chapitre VII (7) :

N_{sd} = 38.06 kN

$V_{z,sd}$= 222.66kN ; M_{sd}= 111.15kN. m

VII.13.2 Calcul du moment résistant

Le moment résistant M_{Rd} de assemblages est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons par leurs distances respectives d_i au centre de resistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimee qui est aussi le centre de rotation).

t_{fb}= 17 mm ; t_{wb}= 10 mm ; b_b = 240 mm

d_1 = 443 mm ; d_2= 373mm ; d_3= 303mm ; d_4 = 218mm

d_5 = 148mm

$$M_{Rd}=\frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} \qquad \text{Dou :} \qquad N_1=\frac{M_{Rd}\times d_1}{\sum d_i^2}$$

L'effort de calcul de précontrainte autorise dans les boulons vaut :

$$F_{pc} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{PC}= 0.7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171.5 \text{ kN}$$

Pour un boulon.

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd}=\frac{N_1\times\sum d_i^2}{d_1} = \frac{\mathrm{n}\times \mathrm{F_{PC}}\times\sum \mathrm{d_i^2}}{\mathrm{d_1}}$$

n : Nombre du boulon dans la rangée horizontale (n = 2).

Vérification a la résistance de l'assemblage :

$\sum d_i^2$= $(148^2 + 218^2 + 303^2 + 373^2 + 443^2)$=496615$mm^2$

$M_{Rd} = \frac{n\times F_{PC}\times d_i^2}{d_1} = \frac{2\times 171.5\times 496615}{443} \times 10^{-3}$=384.51 kN

M_{Sd} = 111.15 kN. m < M_{Rd} = 384.51 kN. m vérifiée

Résistance de l'assemblage sous effort tranchant :

Par boulon :

On a :

$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{222.66}{10}$ =22.26 kN

$$F_{v,Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_{PC}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

k_S = 1.0 : Trou normal. (Eurocode 3 §6.5.8.1)

m = 1 : Plan de frottement

μ = 0.3: cas « C » Coefficient de frottement. (Eurocode 3 §6.5.8.3)

FPC : Précontrainte de calcul. (Eurocode 3 §6.5.8.2)

Donc :

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16\ kN$$

D'où :

$F_{v,Sd}$= 22.26 kN ≤ $F_{v,Rd}$= 41.16 kN verifiée

VII.13.3 Vérification a la résistance de lame du Poteau

Faire une vérification a la résistance de lame du Poteau dans différentes zones (tendue, comprimée et cisaillée)

VII.13.3.1 Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone tendue

$$F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{MO}}$$

b_{eef} = p = 120 mm (entraxes rangés des boulons)

$F_{t,Rd}$=$\frac{11\times100\times275}{1.1} \times 10^{-3}$= 275 kN

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} + N_{Sd} = \frac{111.15 \times 10^3}{390 - 19} + 35.06 = 334.65\ kN$$

$F_{v,Sd} \leq F_{v.Rd}$ non vérifiée

D'où il nécessite de faire un raidisseur de 18 mm d'épaisseur

VII.13.3.2 Vérification a la résistance de l'âme du Poteau dans la zone comprimée

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M1}\sqrt{\left(1 + 1.3\left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

Avec:

$b_{eff} = t_{fb} + 2 \times \alpha_p \times \sqrt{2} + 5 \times (t_{fc} + r_c) + 2 \times t_p$

b_{eff}= 17 + 2 × 5 × $\sqrt{2}$+ 5 × (19 + 27) + 2 × 15 = 291.14mm

$\sigma_{c.sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant :

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A_{poteau}} + \frac{M_{sd} \times z_{max}}{I_y} = \frac{270.65}{159} + \frac{111.15 \times 10^2 \times 20}{45069.4} = 6.63\ kN$$

$$0.7\times f_y = 0.7 \times 27.5 = 19.3 > \sigma_{c,sd} = 6.63\ kN$$

Donc $k_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c,sd}}{f_y} = 1.7 - \frac{6.63}{27.5} = 1.45$

L'élancement réduit de la partie efficace de le l'âme :

$$\overline{\lambda_p} = 0.932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times {t_{wc}}^2}} = 0.932 \times \sqrt{\frac{291.14 \times 298 \times 275}{2.1 \times 10^5 \times 11^2}} = 0.903 > 0.77$$

Donc :

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_p} - 0.2}{\overline{\lambda_p}^2} = \frac{0.903 - 0.2}{0.903^2} = 0.862$$

D'où :

$$F_{c,Rd} = \frac{1.45 \times 0.862 \times 291.14 \times 11 \times 275}{1.1\sqrt{1 + 1.3(291.14/390)^2}} \times 10^{-3} = 466.38\ kN$$

On a :

$$N_{sd} = \sum N_i$$

Avec :

$$N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad et \ M_{sd} = 135.12\ kN.m$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_1^2} = \frac{111.15 \times 0.443}{0.496615} = 99.15kN$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_2^2} = \frac{111.15 \times 0.373}{0.496615} = 83.48\ kN$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_3^2} = \frac{111.15 \times 0.303}{0.496615} = 67.81\ kN$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum d_4^2} = \frac{111.15 \times 0.218}{0.496615} = 48.79\ kN$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_5^2} = \frac{111.15 \times 0.148}{0.496615} = 33.12\ kN$$

$N_{sd} = \sum N_i$ =99.15 + 83.48 + 67.81 + 48.79 +33.12 = 332.35 kN

Donc :

$$N_{sd} < F_{c,Rd}$$ Verifiée

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en compression avec l'effort agissant Il faut donc prévoir un raidisseur. On fait un raidisseur de 18 mm d'épaisseur Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisaillée :

$$F_{v,Rd} = \frac{h \times t_f \times 0.58 \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{390 \times 19 \times 0.58 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 1074.45kN$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_{v,Sd} = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} + N_{Sd} = \frac{111.15}{(390 - 19) \times 10^{-3}} + 35.06 = 334.65\ kN$$

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$ verifiée

Remarque :

La vérification de l'âme raidie du poteau a la résistance n'est pas nécessaire dès lors que les raidisseurs ont une épaisseur égale à celles des semelles de la poutre.



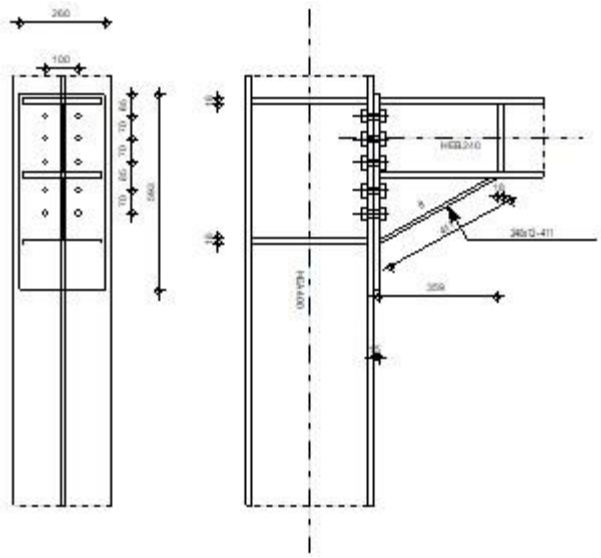
Robot Structural Analysis Professional 2024

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,50**



Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage: Poutre - poteau

Noeud de la structure: 336

Barres de la structure: 6, 291

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 400

Barre N°: 6

α =	-90,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c =	390	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc} =	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc} =	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} =	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c =	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c =	158,98	[cm^2]	Aire de la section du poteau
I_{xc} =	45069,40	[cm^4]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

f_{yc} =	275,00	[MPa]	Résistance

Poutre

Profilé: HEB 240

Barre N°: 291

α =	-0,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_b =	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_f =	240	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wb} =	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fb} =	17	[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 =	105,99	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{xb} =	11259,30	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d =	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
F_{tRd} =	17640,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	5		Nombre de rangéss des boulons
h_1 =	65	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i = 100 [mm]

Entraxe p_i = 70;70;85;70 [mm]

Platine

h_p =	593	[mm]	Hauteur de la platine
b_p =	260	[mm]	Largeur de la platine
t_p =	15	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

f_{yp} = 235,00 [MPa] Résistance

Jarret inférieur

w_d = 240 [mm] Largeur de la platine

t_{fd} = 12 [mm] Epaisseur de l'aile

h_d = 200 [mm] Hauteur de la platine

t_{wd} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme

l_d = 400 [mm] Longueur de la platine

α = 29,14 [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

f_{ybu} = 275,00 [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

h_{su} = 352 [mm] Hauteur du raidisseur

b_{su} = 144 [mm] Largeur du raidisseur

t_{hu} = 18 [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Résistance

Inférieur

h_{sd} = 352 [mm] Hauteur du raidisseur

b_{sd} = 144 [mm] Largeur du raidisseur

t_{hd} = 18 [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

f_{ysu} = 235,00 [MPa] Résistance

Soudures d'angle

a_w = 7 [mm] Soudure âme

a_f = 12 [mm] Soudure semelle

a_s = 7 [mm] Soudure du raidisseur

a_{fd} = 5 [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

γ_{M1} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

γ_{M3} = 1,10 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 84: 1.35G+1.5P /6/ 1*1.35 + 79/6*1.50

$M_{b1,Ed}$ = 111,15 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed}$ = 22266,50 [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed}$ = -3806,96 [daN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed}$ = 137,78 [kN*m] Moment fléchissant dans le poteau inférieur

$V_{c1,Ed}$ = 6110,89 [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed}$ = -24914,91 [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

$M_{c2,Ed}$ = 26,63 [kN*m] Moment fléchissant dans le poteau supérieur

$V_{c2,Ed}$ = -2303,93 [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur

$N_{c2,Ed}$ = -2648,41 [daN] Effort axial dans le poteau supérieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

A_b = 105,99 [cm^2] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd}$ = 291461,50 [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb} = 49,23 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 78156,77 [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,28 < 1,00	vérifié	(0,28)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} = 1053,21 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ =	289,63 [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{pl} = 1970,38 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 541,85 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ = 541,85 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 425 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 127606,04 [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

β =	0,00 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
γ =	29,14 [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb}$ =	249 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vb} =	33,23 [cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,76	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	84,54 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]

Pression diamétrale:

β =	0,00	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
k_{wc} =	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s =	41,40	[cm^2]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wb}\ t_{wb}\ f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1}$ =	267800,46	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wb} =	164	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	0,68		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
ρ =	1,00		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
λ_s =	2,32		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ =	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wb}\ t_{wb}\ f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi\ f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2}$ =	267800,46	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}\ (F_{c,wb,Rd1}\ ,\ F_{c,wb,Rd2})$

$F_{c,wb,Rd,low}$ =	267800,46	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed}$ =	111,15	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$ =	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$ =	6110,89	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$ =	-2303,93	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
z =	366	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed}$ =	26149,43	[daN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]

A_{vs} =	57,33	[cm²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
A_{vc} =	57,33	[cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
d_s =	555	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd}$ =	7,45	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd}$ =	5,71	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stl,Rd}$ =	5,71	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs}*f_{y,wc}) / (\sqrt{3}\ \gamma_{M0}) + Min(4\ M_{pl,fc,Rd} / d_s\ ,\ (2\ M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd}$ =	86662,19	[daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,30 < 1,00	vérifié	(0,30)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} =	11	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$ =	308	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vc} =	57,33	[cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,83		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	61,22	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s =	52,02	[cm²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ =	199458,44	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} =	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	0,93		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
ρ =	0,85		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
λ_s =	3,38		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ_s =	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi_s\ f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ =	187496,85	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}\ (F_{c,wc,Rd1}\ ,\ F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd}$ =	187496,85	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} =	11	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$ =	311	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vc} =	57,33	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,83		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	61,22	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s =	52,02	[cm^2]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ =	200018,86	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} =	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	0,93		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} = 298 [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

ρ = 0,84 Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

λ_s = 3,38 Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

χ_s = 1,00 Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi_s\ f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 187719,27 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = Min\ (F_{c,wc,Rd1}\ ,\ F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 187719,27 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	23	-	100	-	70	144	183	144	183	142	110	110	110
2	23	-	100	-	70	144	217	144	217	140	70	70	70
3	23	-	100	-	78	144	217	144	217	155	78	78	78
4	23	-	100	-	78	144	217	144	217	155	78	78	78
5	23	-	100	-	70	144	183	144	183	142	110	110	110

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	37	-	80	-	70	233	297	233	297	186	207	186	207
2	37	-	80	-	70	233	248	233	248	140	70	70	70
3	37	-	80	-	78	233	248	233	248	155	78	78	78

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
4	37	-	80	-	78	233	248	233	248	155	78	78	78
5	37	-	80	-	70	233	248	233	248	186	159	159	159

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

$l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

$l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd}$ = Min ($N_{cb,Rd}$2 $F_{c,wb,Rd,low}$, 2 $F_{c,wc,Rd,low}$, 2 $F_{c,wc,Rd,upp}$)

$N_{j,Rd}$ = 291461,50 [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd}$ = 17640,00 [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd}$ = 24429,02 [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega \, b_{eff,t,wc} \, t_{wc} \, f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \, t_{wb} \, f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	**$F_{t1,Rd,comp}$**	**Composant**
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	29000,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 35280,00$	35280,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 41516,97$	41516,97	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 29000,00$	29000,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 64070,34$	64070,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 48858,05$	48858,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 86662,19$	86662,19	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 187496,85$	187496,85	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 127606,04$	127606,04	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 267800,46$	267800,46	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	**$F_{t2,Rd,comp}$**	**Composant**
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	10567,75	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 35280,00$	35280,00	Aile du poteau - traction

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wc,Rd(2)}$ = 41516,97	41516,97	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 27468,79	27468,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 64070,34	64070,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 48858,05	48858,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^1 F_{ti,Rd}$ = 86662,19 - 29000,00	57662,19	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 187496,85 - 29000,00	158496,85	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 127606,04 - 29000,00	98606,04	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 267800,46 - 29000,00	238800,46	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 56530,98 - 29000,00	27530,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 50639,10 - 29000,00	21639,10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 39567,75 - 29000,00	10567,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 76307,67 - 29000,00	47307,67	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd}$ = Min ($F_{t3,Rd,comp}$)	10465,09	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)}$ = 35280,00	35280,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)}$ = 41516,97	41516,97	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)}$ = 27468,79	27468,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)}$ = 64070,34	64070,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 48858,05	48858,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^2 F_{ti,Rd}$ = 86662,19 - 39567,75	47094,43	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 187496,85 - 39567,75	147929,09	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 127606,04 - 39567,75	88038,29	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ - $\sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 267800,46 - 39567,75	228232,71	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 53409,67 - 10567,75	42841,91	Aile du poteau - traction - groupe

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 42462,79 - 10567,75	31895,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 83597,07 - 39567,75	44029,32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 67846,32 - 39567,75	28278,56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 21032,84 - 10567,75	10465,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 40562,50 - 10567,75	29994,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 50618,91 - 39567,75	11051,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 97620,17 - 39567,75	58052,41	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd}$ = Min ($F_{t4,Rd,comp}$)	11051,15	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)}$ = 35280,00	35280,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)}$ = 41516,97	41516,97	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)}$ = 27468,79	27468,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)}$ = 64070,34	64070,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 48858,05	48858,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd}$ = 86662,19 - 50032,84	36629,34	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 187496,85 - 50032,84	137464,00	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 127606,04 - 50032,84	77573,20	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 267800,46 - 50032,84	217767,62	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 54132,19 - 10465,09	43667,11	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 44404,12 - 10465,09	33939,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 80475,76 - 21032,84	59442,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 61065,65 - 21032,84	40032,80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 110663,17 - 50032,84	60630,33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 81721,23 - 50032,84	31688,39	Ame du poteau - traction - groupe

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 22102,31 - 10465,09	11637,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 42625,00 - 10465,09	32159,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 32084,00 - 21032,84	11051,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 61875,00 - 21032,84	40842,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 61670,06 - 50032,84	11637,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 118932,67 - 50032,84	68899,83	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd}$ = Min ($F_{t5,Rd,comp}$)	22695,62	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)}$ = 35280,00	35280,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)}$ = 41516,97	41516,97	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)}$ = 27468,79	27468,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)}$ = 64070,34	64070,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 48858,05	48858,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd}$ = 86662,19 - 61084,00	25578,19	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 187496,85 - 61084,00	126412,85	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 127606,04 - 61084,00	66522,05	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 267800,46 - 61084,00	206716,47	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 57253,50 - 11051,15	46202,35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 52451,70 - 11051,15	41400,54	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 84319,60 - 21516,24	62803,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 69331,50 - 21516,24	47815,26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 110663,17 - 32084,00	78579,18	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 81721,23 - 32084,00	49637,23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 140850,58 - 61084,00	79766,58	Aile du poteau - traction - groupe

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 96431,89 - 61084,00	35347,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 33746,77 - 11051,15	22695,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 65081,72 - 11051,15	54030,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 44797,93 - 21516,24	23281,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 86394,22 - 21516,24	64877,98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 54779,62 - 32084,00	22695,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 105644,22 - 32084,00	73560,23	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 84365,68 - 61084,00	23281,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 162701,89 - 61084,00	101617,89	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	401	29000,00	35280,00	41516,97	29000,00	64070,34	35280,00	48858,05
2	331	10567,75	35280,00	41516,97	27468,79	64070,34	35280,00	48858,05
3	261	10465,09	35280,00	41516,97	27468,79	64070,34	35280,00	48858,05
4	176	11051,15	35280,00	41516,97	27468,79	64070,34	35280,00	48858,05
5	106	22695,62	35280,00	41516,97	27468,79	64070,34	35280,00	48858,05

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 222,20 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,50 < 1,00	vérifié	(0,50)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

α_v =	0,60		Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{v,Rd}$ =	15079,64	[daN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max}$ =	17640,00	[daN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int}$ =	17509,09	[daN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext}$ =	21600,00	[daN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	35280,00	-761,39	29000,00	14505,97	13744,57	21766,70
2	35280,00	-761,39	10567,75	5286,05	4524,66	27396,48
3	35280,00	-761,39	10465,09	5234,70	4473,30	27427,84
4	35280,00	-761,39	11051,15	5527,85	4766,46	27248,84
5	35280,00	-761,39	22695,62	11352,48	10591,09	23692,26

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd} , n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd}$ =	127532,12	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,17 < 1,00	vérifié	(0,17)

Résistance des soudures

A_w =	175,28	[cm^2]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A_{wy} =	126,24	[cm^2]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
A_{wz} =	49,04	[cm^2]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I_{wy} =	36862,41	[cm^4]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ =	53,56	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp}=\tau_{\perp}$ =	50,20	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ_{II} =	45,41	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β_w =	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	107,13 < 360,00	vérifié	(0,30)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	127,54 < 360,00	vérifié	(0,35)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	53,56 < 259,20	vérifié	(0,21)

Rigidité de l'assemblage

t_{wash} =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h_{head} =	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h_{nut} =	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L_b =	59	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10} =	7	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}$ h_j	$k_{eff,j}$ h_j^2
					Somme	15,03	458,39
1	401	2	56	11	1	5,95	238,67
2	331	2	36	4	1	3,09	102,36

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}\ h_j$	$k_{eff,j}\ h_j^2$
3	261	2	40	5	1	2,66	69,44
4	176	2	40	5	1	1,79	31,59
5	106	2	56	9	1	1,54	16,33

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j^2 / \sum_j k_{eff,j}\ h_j$

z_{eq} = 305 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j}\ h_j / z_{eq}$

k_{eq} = 5 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

A_{vc} =	57,33	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
β =	1,00		Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
z =	305	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
k_1 =	7	[mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
k_2 =	∞		Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E\ z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 56958,61 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

μ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

S_j = 56958,61 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig}$ = 1182226,50 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 23644,53 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

Composant le plus faible:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Remarques

Pince du boulon trop grande.	233 [mm] > 100 [mm]
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	8 [mm] < 10 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	12 [mm] < 17 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,50



Robot Structural Analysis Professional 2024

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,59**

GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage: COURBO
Noeud de la structure: 336
Barres de la structure: 6, 291

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
Barre N°: 6

α =	-90,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c =	390	[mm]	Hauteur de la section du poteau

Profilé: HEA 400

b_{fc} =	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc} =	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} =	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c =	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c =	158,98	[cm^2]	Aire de la section du poteau
I_{xc} =	45069,40	[cm^4]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

f_{yc} = 275,00 [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: HEB 240

Barre N°: 291

α =	-0,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_b =	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_f =	240	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wb} =	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fb} =	17	[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 =	105,99	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{xb} =	11259,30	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d =	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
F_{tRd} =	17640,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	5		Nombre de rangéss des boulons
h_1 =	67	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i = 100 [mm]

Entraxe p_i = 70;70;85;70 [mm]

PLATINE

h_p =	510	[mm]	Hauteur de la platine
b_p =	260	[mm]	Largeur de la platine
t_p =	15	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

f_{yp} = 235,00 [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

w_d =	240	[mm]	Largeur de la platine
t_{fd} =	17	[mm]	Epaisseur de l'aile
h_d =	223	[mm]	Hauteur de la platine
t_{wd} =	11	[mm]	Epaisseur de l'âme
l_d =	400	[mm]	Longueur de la platine
α =	29,14	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

f_{ybu} = 275,00 [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

h_{su} = 352 [mm] Hauteur du raidisseur
b_{su} = 144 [mm] Largeur du raidisseur
t_{hu} = 18 [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 275
f_{ysu} = 275,00 [MPa] Résistance

Inférieur

h_{sd} = 352 [mm] Hauteur du raidisseur
b_{sd} = 144 [mm] Largeur du raidisseur
t_{hd} = 18 [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 275
f_{ysu} = 275,00 [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

a_w = 7 [mm] Soudure âme
a_f = 12 [mm] Soudure semelle
a_s = 7 [mm] Soudure du raidisseur
a_{fd} = 5 [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M1} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M3} = 1,10 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 84: 1.35G+1.5PANT /5/ 1*1.35 + 79/5*1.50

$M_{b1,Ed}$ = 134,54 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ = 26941,62 [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ = -7619,06 [daN] Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed}$ = 181,67 [kN*m] Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$ = 9193,57 [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$ = -29636,01 [daN] Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed}$ = 47,13 [kN*m] Moment fléchissant dans le poteau supérieur
$V_{c2,Ed}$ = -1574,51 [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed}$ = -2694,39 [daN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

A_b = 105,99 [cm^2] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd}$ = 291461,50 [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb} = 57,76 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 91699,97 [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,29 < 1,00 vérifié (0,29)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} = 1053,21 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 289,63 [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{pl} = 2392,59 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 657,96 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ = 657,96 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 445 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 147933,71 [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

β =	0,00	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
γ =	29,14	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb}$ =	259	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vb} =	33,23	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,75		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	105,17	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s =	41,40	[cm^2]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1}$ = 269973,58 [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wb} =	164	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
λ_p =	0,69		Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
ρ =	1,00		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
λ_s =	2,32		Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ =	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2}$ = 269973,58 [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$

$F_{c,wb,Rd,low}$ = 269973,58 [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed}$ =	134,54	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$ =	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$ =	9193,57	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$ =	-1574,51	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
z =	371	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed}$ = 30853,11 [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

A_{vs} =	57,33	[cm^2]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
A_{vc} =	57,33	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
d_s =	452	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd}$ =	7,45	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd}$ =	6,68	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stl,Rd}$ =	6,68	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs}*f_{y,wc}) / (\sqrt{3}\ \gamma_{M0}) + Min(4\ M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2\ M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd}$ = 88172,62 [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ 0,35 < 1,00 vérifié (0,35)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} =	11	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$ =	313	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vc} =	57,33	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,82		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	78,70	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s =	52,02	[cm^2]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ = 221246,50 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} =	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	0,94		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
ρ =	0,84		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
λ_s =	3,38		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ_s =	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi_s\ f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 208691,75 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = Min (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd}$ = 208691,75 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} =	11	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$ =	311	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vc} =	57,33	[cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,83		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	78,70	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s =	52,02	[cm²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ = 220826,86 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} =	298 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	0,93	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
ρ =	0,84	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
λ_s =	3,38	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ_s =	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi_s\ f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 208527,27 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}\ (F_{c,wc,Rd1}\ ,\ F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 208527,27 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	23	-	100	-	70	144	183	144	183	142	110	110	110
2	23	-	100	-	70	144	217	144	217	140	70	70	70
3	23	-	100	-	78	144	217	144	217	155	78	78	78
4	23	-	100	-	78	144	217	144	217	155	78	78	78
5	23	-	100	-	70	144	183	144	183	142	110	110	110

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	37	-	80	-	70	233	297	233	297	186	207	186	207
2	37	-	80	-	70	233	248	233	248	140	70	70	70
3	37	-	80	-	78	233	248	233	248	155	78	78	78
4	37	-	80	-	78	233	248	233	248	155	78	78	78
5	37	-	80	-	70	233	248	233	248	186	159	159	159

m – Distance du boulon de l'âme
m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
$l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

m – Distance du boulon de l'âme
$l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd}$ = Min ($N_{cb,Rd}$2 $F_{c,wb,Rd,low}$, 2 $F_{c,wc,Rd,low}$, 2 $F_{c,wc,Rd,upp}$)
$N_{j,Rd}$ = 291461,50 [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 0,03 < 1,00 vérifié (0,03)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd}$ = 17640,00 [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ = 24429,02 [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd}$ = Min ($F_{T,1,fc,Rd}$, $F_{T,2,fc,Rd}$, $F_{T,3,fc,Rd}$) [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd}$ = ω $b_{eff,t,wc}$ t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd}$ = Min ($F_{T,1,ep,Rd}$, $F_{T,2,ep,Rd}$, $F_{T,3,ep,Rd}$) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd}$ = $b_{eff,t,wb}$ t_{wb} f_{yb} / γ_{M0} [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd}$ = Min ($F_{t1,Rd,comp}$)	29000,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)}$ = 35280,00	35280,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)}$ = 41516,97	41516,97	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)}$ = 29000,00	29000,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)}$ = 64070,34	64070,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 48858,05	48858,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ = 88172,62	88172,62	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ = 208691,75	208691,75	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ = 147933,71	147933,71	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ = 269973,58	269973,58	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd}$ = Min ($F_{t2,Rd,comp}$)	10567,75	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)}$ = 35280,00	35280,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)}$ = 41516,97	41516,97	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 27468,79	27468,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 64070,34	64070,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 48858,05	48858,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^1 F_{ti,Rd}$ = 88172,62 - 29000,00	59172,62	Panneau d'âme - compression

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 208691,75 - 29000,00	179691,75	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 147933,71 - 29000,00	118933,71	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 269973,58 - 29000,00	240973,58	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 56530,98 - 29000,00	27530,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 50639,10 - 29000,00	21639,10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 39567,75 - 29000,00	10567,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 76307,67 - 29000,00	47307,67	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd}$ = Min ($F_{t3,Rd,comp}$)	10465,09	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)}$ = 35280,00	35280,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)}$ = 41516,97	41516,97	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)}$ = 27468,79	27468,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)}$ = 64070,34	64070,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 48858,05	48858,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd}$ = 88172,62 - 39567,75	48604,87	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 208691,75 - 39567,75	169124,00	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 147933,71 - 39567,75	108365,96	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 269973,58 - 39567,75	230405,82	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 53409,67 - 10567,75	42841,91	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 42462,79 - 10567,75	31895,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 83597,07 - 39567,75	44029,32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 67846,32 - 39567,75	28278,56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 21032,84 - 10567,75	10465,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 40562,50 - 10567,75	29994,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 50618,91 - 39567,75	11051,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 97620,17 - 39567,75	58052,41	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd}$ = Min ($F_{t4,Rd,comp}$)	11051,15	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)}$ = 35280,00	35280,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)}$ = 41516,97	41516,97	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)}$ = 27468,79	27468,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)}$ = 64070,34	64070,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 48858,05	48858,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd}$ = 88172,62 - 50032,84	38139,78	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 208691,75 - 50032,84	158658,91	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 147933,71 - 50032,84	97900,87	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 269973,58 - 50032,84	219940,74	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 54132,19 - 10465,09	43667,11	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 44404,12 - 10465,09	33939,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 80475,76 - 21032,84	59442,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 61065,65 - 21032,84	40032,80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 110663,17 - 50032,84	60630,33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 81721,23 - 50032,84	31688,39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 22102,31 - 10465,09	11637,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 42625,00 - 10465,09	32159,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 32084,00 - 21032,84	11051,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 61875,00 - 21032,84	40842,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 61670,06 - 50032,84	11637,22	Platine d'about - traction - groupe

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 118932,67 - 50032,84	68899,83	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd}$ = Min ($F_{t5,Rd,comp}$)	22695,62	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)}$ = 35280,00	35280,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)}$ = 41516,97	41516,97	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)}$ = 27468,79	27468,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)}$ = 64070,34	64070,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 48858,05	48858,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd}$ = 88172,62 - 61084,00	27088,63	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 208691,75 - 61084,00	147607,76	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 147933,71 - 61084,00	86849,72	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 269973,58 - 61084,00	208889,58	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 57253,50 - 11051,15	46202,35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 52451,70 - 11051,15	41400,54	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 84319,60 - 21516,24	62803,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 69331,50 - 21516,24	47815,26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 110663,17 - 32084,00	78579,18	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 81721,23 - 32084,00	49637,23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 140850,58 - 61084,00	79766,58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 96431,89 - 61084,00	35347,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 33746,77 - 11051,15	22695,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 65081,72 - 11051,15	54030,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 44797,93 - 21516,24	23281,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 86394,22 - 21516,24	64877,98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 54779,62 - 32084,00	22695,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 105644,22 - 32084,00	73560,23	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 84365,68 - 61084,00	23281,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 162701,89 - 61084,00	101617,89	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	406	29000,00	35280,00	41516,97	29000,00	64070,34	35280,00	48858,05
2	336	10567,75	35280,00	41516,97	27468,79	64070,34	35280,00	48858,05
3	266	10465,09	35280,00	41516,97	27468,79	64070,34	35280,00	48858,05
4	181	11051,15	35280,00	41516,97	27468,79	64070,34	35280,00	48858,05
5	111	22695,62	35280,00	41516,97	27468,79	64070,34	35280,00	48858,05

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 226,50 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0,59 < 1,00	vérifié	(0,59)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

α_v =	0,60		Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{v,Rd}$ =	15079,64	[daN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max}$ =	17640,00	[daN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int}$ =	17509,09	[daN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext}$ =	21600,00	[daN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	35280,00	-1523,81	29000,00	17225,17	15701,36	20571,87
2	35280,00	-1523,81	10567,75	6276,94	4753,13	27256,98
3	35280,00	-1523,81	10465,09	6215,96	4692,15	27294,21
4	35280,00	-1523,81	11051,15	6564,07	5040,26	27081,65
5	35280,00	-1523,81	22695,62	13480,55	11956,73	22858,38

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
$F_{vj,Rd} = Min (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd} , n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd}$ =	125063,09	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,22 < 1,00	vérifié	(0,22)

RESISTANCE DES SOUDURES

A_w =	205,78	[cm^2]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A_{wy} =	154,32	[cm^2]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
A_{wz} =	51,46	[cm^2]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I_{wy} =	61112,60	[cm^4]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ =	-41,05	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_\perp=\tau_\perp$ =	-36,82	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ_{II} =	52,36	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β_w =	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	82,10 < 360,00	vérifié	(0,23)
$\sqrt{[\sigma_\perp^2 + 3*(\tau_\perp^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	116,82 < 360,00	vérifié	(0,32)
$\sigma_\perp \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	41,05 < 259,20	vérifié	(0,16)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

t_{wash} =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h_{head} =	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h_{nut} =	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L_b =	59	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10} =	7	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}$ h_j	$k_{eff,j}$ h_j^2
					Somme	15,34	473,99
1	406	2	56	11	1	6,03	244,82
2	336	2	36	4	1	3,14	105,57
3	266	2	40	5	1	2,71	72,19
4	181	2	40	5	1	1,85	33,46
5	111	2	56	9	1	1,61	17,95

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

z_{eq} = 309 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

k_{eq} = 5 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

A_{vc} =	57,3 [cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
β =	1,00	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
z =	309 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
k_1 =	7 [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
k_2 =	∞	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 58416,14 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

μ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

S_j = 58416,14 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig}$ = 1182226,50 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 23644,53 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

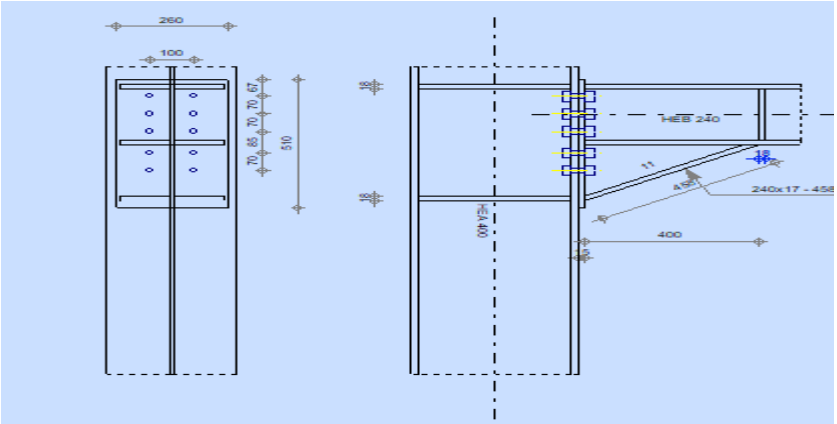
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 148 [mm] > 100 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,59



VII.14 Assemblage poteau – traverse



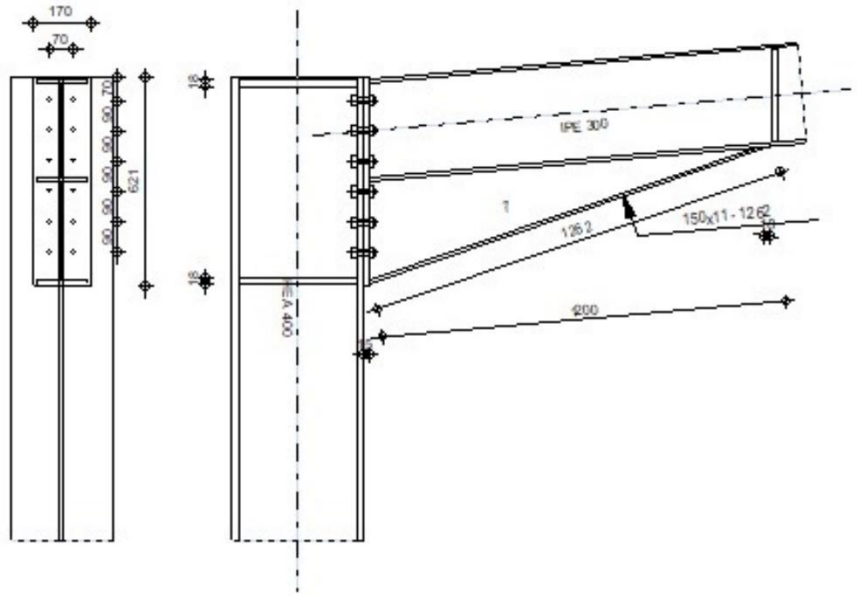
Robot Structural Analysis Professional 2024

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,74**



Général

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage: Angle de portique
Noeud de la structure: 19
Barres de la structure: 14, 16

Géométrie

Poteau

Profilé:	HEA 400		
Barre N°:	14		
α =	-90,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c =	390	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc} =	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc} =	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} =	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c =	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c =	158,98	[cm^2]	Aire de la section du poteau
I_{xc} =	45069,40	[cm^4]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
f_{yc} =	275,00	[MPa]	Résistance

Poutre

Profilé:	IPE 300		
Barre N°:	16		
α =	5,03	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_b =	300	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_f =	150	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wb} =	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fb} =	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_b =	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
r_b =	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A_b =	53,81	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{xb} =	8356,11	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
f_{yb} =	275,00	[MPa]	Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
F_{tRd} =	9043,20	[daN]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	6		Nombre de rangéss des boulons
h_1 =	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i =	70 [mm]		
Entraxe p_i =	90;90;90;90;90 [mm]		

Platine

h_p =	621	[mm]	Hauteur de la platine
b_p =	170	[mm]	Largeur de la platine
t_p =	15	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 275		
f_{yp} =	275,00	[MPa]	Résistance

Jarret inférieur

w_d =	150	[mm]	Largeur de la platine
t_{fd} =	11	[mm]	Epaisseur de l'aile
h_d =	300	[mm]	Hauteur de la platine
t_{wd} =	7	[mm]	Epaisseur de l'âme
l_d =	1200	[mm]	Longueur de la platine
α =	18,72	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
f_{ybu} =	235,00	[MPa]	Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

h_{su} = 352 [mm] Hauteur du raidisseur
b_{su} = 144 [mm] Largeur du raidisseur
t_{hu} = 18 [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 235
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Résistance
Inférieur
h_{sd} = 352 [mm] Hauteur du raidisseur
b_{sd} = 144 [mm] Largeur du raidisseur
t_{hd} = 18 [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: S 235
f_{ysu} = 235,00 [MPa] Résistance

Soudures d'angle

a_w = 5 [mm] Soudure âme
a_f = 8 [mm] Soudure semelle
a_s = 5 [mm] Soudure du raidisseur
a_{fd} = 5 [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M1} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
γ_{M3} = 1,10 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime
Cas: 36: ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 1*1.35+2*1.05+3*1.50
$M_{b1,Ed}$ = 163,72 [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ = 7181,92 [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ = -4634,03 [daN] Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed}$ = 163,72 [kN*m] Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$ = 4636,81 [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$ = -7336,60 [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION
A_b = 53,81 [cm^2] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
$N_{cb,Rd}$ = 147983,00 [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT
A_{vb} = 46,98 [cm^2] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
$V_{cb,Rd}$ = 74593,47 [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,10 < 1,00 vérifié (0,10)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)
W_{plb} = 628,40 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
$M_{b,pl,Rd}$ = 172,81 [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE
W_{pl} = 1355,98 [cm^3] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
$M_{cb,Rd}$ = 372,90 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ =	372,90	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
h_f =	590	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ =	63187,69	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

β =	5,03	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
γ =	18,72	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb}$ =	196	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vb} =	25,68	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,85		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	252,15	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	0,78		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s =	25,72	[cm^2]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wb}\ t_{wb}\ f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1}$ =	343888,41	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wb} =	249	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	1,05		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
ρ =	0,77		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
λ_s =	5,60		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ =	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wb}\ t_{wb}\ f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi\ f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2}$ =	320538,26	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b\ t_b\ f_{yb} / (0.8 * \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3}$ =	55171,88	[daN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}\ (F_{c,wb,Rd1}\ ,\ F_{c,wb,Rd2}\ ,\ F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low}$ =	55171,88	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed}$ =	163,72	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$ =	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$ =	4636,81	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$ =	0,00	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
z =	491	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed}$ =	31058,38	[daN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
A_{vs} =	57,33	[cm^2]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
A_{vc} =	57,33	[cm^2]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
d_s =	583	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd}$ =	7,45	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]

A_{vs} =	57,33	[cm²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$M_{pl,stu,Rd}$ =	5,71	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stl,Rd}$ =	5,71	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs}*f_{y,wc}) / (\sqrt{3}\ \gamma_{M0}) + Min(4\ M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2\ M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd}$ =	86433,26	[daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,36 < 1,00	vérifié	(0,36)	

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} =	11	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$ =	294	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vc} =	57,33	[cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,84		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	58,74	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s =	52,02	[cm²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ =	197032,94	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} =	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	0,91		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
ρ =	0,86		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
λ_s =	3,38		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ_s =	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi_s\ f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ =	186498,28	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = Min (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd}$ =	186498,28	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

t_{wc} =	11	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc}$ =	293	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vc} =	57,33	[cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,84		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	58,74	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
A_s =	52,02	[cm²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega\ k_{wc}\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s\ f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ =	196932,65	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} =	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	0,91		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wc} =	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
ρ =	0,86		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
λ_s =	3,38		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
χ_s =	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega\ k_{wc}\ \rho\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s\ \chi_s\ f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 186455,75 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = Min\ (F_{c,wc,Rd1}\ ,\ F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 186455,75 [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	8	–	115	–	90	50	63	50	63	115	21	21	21
2	8	–	115	–	90	50	175	50	175	180	90	90	90
3	8	–	115	–	90	50	175	50	175	180	90	90	90
4	8	–	115	–	90	50	175	50	175	180	90	90	90
5	8	–	115	–	90	50	175	50	175	180	90	90	90
6	8	–	115	–	90	50	63	50	63	115	21	21	21

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	26	–	50	–	90	162	172	162	172	171	134	134	134
2	26	–	50	–	90	162	166	162	166	180	90	90	90
3	26	–	50	–	90	162	166	162	166	180	90	90	90
4	26	–	50	–	90	162	166	162	166	180	90	90	90
5	26	–	50	–	90	162	166	162	166	180	90	90	90
6	26	–	50	–	90	162	166	162	166	171	128	128	128

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

$l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

$l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd} = Min\ (\ N_{cb,Rd}2\ F_{c,wb,Rd,low}\ ,\ 2\ F_{c,wc,Rd,low}\ ,\ 2\ F_{c,wc,Rd,upp}\ )$

$N_{j,Rd}$ = 110343,75 [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,04 < 1,00	vérifié (0,04)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd}$ =	9043,20	[daN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ =	23343,29	[daN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = Min (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega\ b_{eff,t,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = Min (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb}\ t_{wb}\ f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = Min (F_{t1,Rd,comp})$	14927,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)}$ = 18086,40	18086,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)}$ = 14927,49	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)}$ = 18086,40	18086,40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)}$ = 31642,82	31642,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 46686,58	46686,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ = 86433,26	86433,26	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ = 186498,28	186498,28	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ = 63187,69	63187,69	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ = 55171,88	55171,88	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = Min (F_{t2,Rd,comp})$	14927,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)}$ = 18086,40	18086,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)}$ = 14927,49	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 18086,40	18086,40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 31642,82	31642,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 46686,58	46686,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd}$ = 86433,26 - 14927,49	71505,77	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 186498,28 - 14927,49	171570,79	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 63187,69 - 14927,49	48260,21	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 55171,88 - 14927,49	40244,39	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 36172,80 - 14927,49	21245,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 32497,35 - 14927,49	17569,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 32035,26 - 14927,49	17107,77	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 43729,05 - 14927,49	28801,56	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = Min (F_{t3,Rd,comp})$	14764,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)}$ = 18086,40	18086,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)}$ = 14927,49	14927,49	Ame du poteau - traction

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(3)}$ = 18086,40	18086,40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)}$ = 31642,82	31642,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 46686,58	46686,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^2 F_{ti,Rd}$ = 86433,26 - 29854,98	56578,28	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 186498,28 - 29854,98	156643,30	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 63187,69 - 29854,98	33332,72	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ - $\sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 55171,88 - 29854,98	25316,90	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 36172,80 - 14927,49	21245,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 50663,47 - 14927,49	35735,98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)}$ - $\sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 54259,20 - 29854,98	24404,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)}$ - $\sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 55548,85 - 29854,98	25693,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 29691,57 - 14927,49	14764,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 35145,00 - 14927,49	20217,51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)}$ - $\sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 46881,05 - 29854,98	17026,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)}$ - $\sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 61301,55 - 29854,98	31446,57	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_3/h_2$

$F_{t3,Rd}$ = 11911,91 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd}$ = Min ($F_{t4,Rd,comp}$)	13404,99	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)}$ = 18086,40	18086,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)}$ = 14927,49	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)}$ = 18086,40	18086,40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)}$ = 31642,82	31642,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 46686,58	46686,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^3 F_{ti,Rd}$ = 86433,26 - 41766,88	44666,37	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 186498,28 - 41766,88	144731,40	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 63187,69 - 41766,88	21420,81	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ - $\sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 55171,88 - 41766,88	13404,99	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 36172,80 - 11911,91	24260,89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 50663,47 - 11911,91	38751,57	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 54259,20 - 26839,39	27419,81	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 70323,48 - 26839,39	43484,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 72345,60 - 41766,88	30578,72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 74170,71 - 41766,88	32403,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 29691,57 - 11911,91	17779,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 35145,00 - 11911,91	23233,09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 44537,36 - 26839,39	17697,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 52717,50 - 26839,39	25878,11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 61726,83 - 41766,88	19959,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 78874,05 - 41766,88	37107,17	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_4/h_2$

$F_{t4,Rd}$ = 8896,32 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd}$ = Min ($F_{t5,Rd,comp}$)	4508,67	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)}$ = 18086,40	18086,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)}$ = 14927,49	14927,49	Ame du poteau - traction

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(5)}$ = 18086,40	18086,40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)}$ = 31642,82	31642,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 46686,58	46686,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^4 F_{ti,Rd}$ = 86433,26 - 50663,20	35770,05	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 186498,28 - 50663,20	135835,08	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 63187,69 - 50663,20	12524,49	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ - $\sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 55171,88 - 50663,20	4508,67	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)}$ - $\sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 36172,80 - 8896,32	27276,48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)}$ - $\sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 50663,47 - 8896,32	41767,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)}$ - $\sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 54259,20 - 20808,23	33450,97	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)}$ - $\sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 70323,48 - 20808,23	49515,26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)}$ - $\sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 72345,60 - 35735,72	36609,88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)}$ - $\sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 85553,20 - 35735,72	49817,49	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)}$ - $\sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 90432,00 - 50663,20	39768,80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)}$ - $\sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 88466,84 - 50663,20	37803,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)}$ - $\sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 29691,57 - 8896,32	20795,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)}$ - $\sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 35145,00 - 8896,32	26248,68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)}$ - $\sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 44537,36 - 20808,23	23729,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)}$ - $\sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 52717,50 - 20808,23	31909,27	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)}$ - $\sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 59383,14 - 35735,72	23647,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)}$ - $\sum_4^2 F_{tj,Rd}$ = 70290,00 - 35735,72	34554,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)}$ - $\sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 76572,62 - 50663,20	25909,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)}$ - $\sum_4^1 F_{tj,Rd}$ = 96446,55 - 50663,20	45783,34	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t6,Rd}$ = Min ($F_{t6,Rd,comp}$)	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)}$ = 18086,40	18086,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)}$ = 14927,49	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)}$ = 18086,40	18086,40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)}$ = 31642,82	31642,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 46686,58	46686,58	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta$ - $\sum_1^5 F_{ti,Rd}$ = 86433,26 - 55171,88	31261,38	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^5 F_{tj,Rd}$ = 186498,28 - 55171,88	131326,41	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^5 F_{tj,Rd}$ = 63187,69 - 55171,88	8015,82	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd}$ - $\sum_1^5 F_{tj,Rd}$ = 55171,88 - 55171,88	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)}$ - $\sum_5^5 F_{tj,Rd}$ = 36172,80 - 4508,67	31664,13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)}$ - $\sum_5^5 F_{tj,Rd}$ = 32497,35 - 4508,67	27988,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)}$ - $\sum_5^4 F_{tj,Rd}$ = 54259,20 - 13404,99	40854,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)}$ - $\sum_5^4 F_{tj,Rd}$ = 55548,85 - 13404,99	42143,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)}$ - $\sum_5^3 F_{tj,Rd}$ = 72345,60 - 25316,90	47028,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)}$ - $\sum_5^3 F_{tj,Rd}$ = 74170,71 - 25316,90	48853,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)}$ - $\sum_5^2 F_{tj,Rd}$ = 90432,00 - 40244,39	50187,61	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)}$ - $\sum_5^2 F_{tj,Rd}$ = 88466,84 - 40244,39	48222,45	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)}$ - $\sum_5^1 F_{tj,Rd}$ = 108518,40 - 55171,88	53346,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)}$ - $\sum_5^1 F_{tj,Rd}$ = 91193,80 - 55171,88	36021,92	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)}$ - $\sum_5^5 F_{tj,Rd}$ = 31708,58 - 4508,67	27199,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)}$ - $\sum_5^5 F_{tj,Rd}$ = 42532,54 - 4508,67	38023,87	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)}$ - $\sum_5^4 F_{tj,Rd}$ = 46554,36 - 13404,99	33149,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)}$ - $\sum_5^4 F_{tj,Rd}$ = 60105,04 - 13404,99	46700,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)}$ - $\sum_5^3 F_{tj,Rd}$ = 61400,15 - 25316,90	36083,25	Platine d'about - traction - groupe

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd}$ = 77677,54 - 25316,90	52360,64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd}$ = 76245,94 - 40244,39	36001,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd}$ = 95250,04 - 40244,39	55005,65	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd}$ = 93435,41 - 55171,88	38263,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd}$ = 121406,58 - 55171,88	66234,71	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	536	14927,49	18086,40	14927,49	18086,40	31642,82	18086,40	46686,58
2	446	14927,49	18086,40	14927,49	18086,40	31642,82	18086,40	46686,58
3	356	11911,91	18086,40	14927,49	18086,40	31642,82	18086,40	46686,58
4	266	8896,32	18086,40	14927,49	18086,40	31642,82	18086,40	46686,58
5	176	4508,67	18086,40	14927,49	18086,40	31642,82	18086,40	46686,58
6	86	-	18086,40	14927,49	18086,40	31642,82	18086,40	46686,58

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 220,32 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,74 < 1,00 vérifié (0,74)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

α_v =	0,60		Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
β_{Lf} =	0,93		Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd}$ =	7214,10	[daN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max}$ =	9043,20	[daN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int}$ =	20640,00	[daN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext}$ =	20640,00	[daN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	18086,40	-772,34	14927,49	11092,22	10319,88	8547,81
2	18086,40	-772,34	14927,49	11092,22	10319,88	8547,81
3	18086,40	-772,34	11911,91	8851,42	8079,08	9824,64
4	18086,40	-772,34	8896,32	6610,62	5838,28	11101,48
5	18086,40	-772,34	4508,67	3350,27	2577,93	12959,27
6	18086,40	-772,34	0,00	0,00	-772,34	14428,20

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = Min (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd} , n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd}$ =	65409,21	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,11 < 1,00	vérifié	(0,11)

Résistance des soudures

A_w =	117,15	[cm²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A_{wy} =	63,33	[cm²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
A_{wz} =	53,83	[cm²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I_{wy} =	53243,95	[cm⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ =	-70,39	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp}=\tau_{\perp}$ =	-66,91	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ_{II} =	13,34	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β_w =	0,85		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	140,77 < 404,71	vérifié	(0,35)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	135,80 < 404,71	vérifié	(0,34)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	70,39 < 309,60	vérifié	(0,23)

Rigidité de l'assemblage

t_{wash} =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h_{head} =	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h_{nut} =	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L_b =	56	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10} =	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}$ h_j	$k_{eff,j}$ h_j^2
					Somme	12,77	470,51
1	536	0	257	24	0	2,15	114,88
2	446	1	621	16	1	3,69	164,27
3	356	1	621	16	1	2,94	104,60
4	266	1	621	16	1	2,20	58,34
5	176	1	621	16	1	1,45	25,49
6	86	0	257	23	0	0,34	2,93

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

z_{eq} =	369	[mm]	Bras de levier équivalent	[6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

k_{eq} =	3	[mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]

A_{vc} =	57,33	[cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
β =	1,00		Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
z =	369	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
k_1 =	6	[mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
k_2 =	∞		Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E\ z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} =$ 62298,76 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]
$\mu =$ 1,34 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]
$S_j =$ 46478,05 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.
$S_{j,rig} =$ 58267,59 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$ 1165,35 [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Composant le plus faible :

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Remarques

Pince du boulon trop grande. 101 [mm] > 100 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,74

VII.15 Vérification de l'assemblage (traverse-traverse)



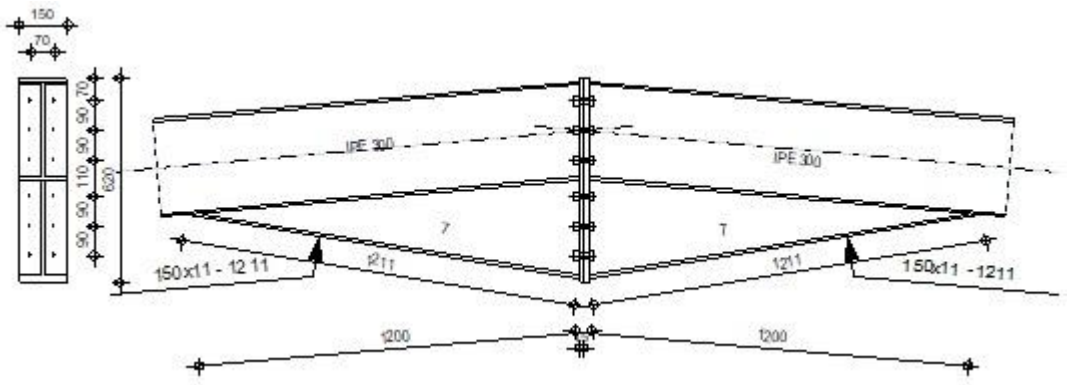
Robot Structural Analysis Professional 2024

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0,45**



GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage: Poutre - poutre
Noeud de la structure: 20
Barres de la structure: 15, 16

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 300
Barre N°: 15

α =	-174,97	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_{bl} =	300	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_{fbl} =	150	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wbl} =	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbl} =	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{bl} =	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A_{bl} =	53,81	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{xbl} =	8356,11	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 300
Barre N°: 16

α =	-5,03	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_{br} =	300	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_{fbr} =	150	[mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wbr} =	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbr} =	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{br} =	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A_{br} =	53,81	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{xbr} =	8356,11	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275
f_{yb} = 275,00 [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d =	14	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
F_{tRd} =	6624,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	6		Nombre de rangéss des boulons
h_1 =	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i = 70 [mm]

Entraxe p_i = 90;90;110;90;90 [mm]

PLATINE

h_{pr} =	620	[mm]	Hauteur de la platine
b_{pr} =	150	[mm]	Largeur de la platine
t_{pr} =	15	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

f_{ypr} = 235,00 [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

w_{rd} =	150	[mm]	Largeur de la platine
t_{frd} =	11	[mm]	Epaisseur de l'aile
h_{rd} =	300	[mm]	Hauteur de la platine
t_{wrd} =	7	[mm]	Epaisseur de l'âme
l_{rd} =	1200	[mm]	Longueur de la platine
α_d =	9,26	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

f_{ybu} = 235,00 [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

a_w =	5	[mm]	Soudure âme
a_f =	5	[mm]	Soudure semelle
a_{fd} =	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M3} =	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 36: ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 1*1.35+2*1.05+3*1.50

$M_{b1,Ed}$ =	-75,58	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ =	-1,77	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ =	-4648,69	[daN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

A_b = 53,81 [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd}$ = 147983,00 [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb} = 46,98 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 74593,47 [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} = 628,40 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 172,81 [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{pl} = 1337,20 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 367,73 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ = 367,73 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 590 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 62288,22 [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

β =	5,03	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
γ =	9,26	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb}$ =	186	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vb} =	25,68	[cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,86		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	0,00	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1}$ = 125319,03 [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wb} =	249	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	1,02		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
ρ =	0,79		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2}$ = 98663,11 [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8*\gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3}$ = 55171,88 [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low}$ = 55171,88 [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	26	-	40	-	90	162	156	156	156	171	124	124	124
2	26	-	40	-	90	162	153	153	153	180	90	90	90
3	26	-	40	-	100	162	153	153	153	200	100	100	100
4	26	-	40	-	100	162	153	153	153	200	100	100	100
5	26	-	40	-	90	162	153	153	153	180	90	90	90
6	26	-	40	-	90	162	153	153	153	171	122	122	122

m – Distance du boulon de l'âme
m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
$l_{eff,cp}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd}$ = Min ($N_{cb,Rd}$2 $F_{c,wb,Rd,low}$)
$N_{j,Rd}$ = 110343,75 [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0	0,04 < 1,00	vérifié (0,04)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd}$ = 6624,00 [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ = 17100,32 [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd}$ = Min ($F_{T,1,fc,Rd}$, $F_{T,2,fc,Rd}$, $F_{T,3,fc,Rd}$) [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd}$ = ω $b_{eff,t,wc}$ t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd}$ = Min ($F_{T,1,ep,Rd}$, $F_{T,2,ep,Rd}$, $F_{T,3,ep,Rd}$) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd}$ = $b_{eff,t,wb}$ t_{wb} f_{yb} / γ_{M0} [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd}$ = Min ($F_{t1,Rd,comp}$)	13248,00	Résistance d'une rangée de boulon

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(1)}$ = 13248,00	13248,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)}$ = 30441,33	30441,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 34200,63	34200,63	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ = 62288,22	62288,22	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd}$ = Min ($F_{t2,Rd,comp}$)	11235,44	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 13248,00	13248,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 29906,95	29906,95	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 34200,63	34200,63	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 62288,22 - 13248,00	49040,22	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 24483,44 - 13248,00	11235,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 41846,61 - 13248,00	28598,61	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_2/h_1$

$F_{t2,Rd}$ = 10975,31 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd}$ = Min ($F_{t3,Rd,comp}$)	12175,60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)}$ = 13248,00	13248,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)}$ = 29906,95	29906,95	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 34200,63	34200,63	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^2 F_{tj,Rd}$ = 62288,22 - 24223,31	38064,91	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 23375,40 - 10975,31	12400,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)}$ - $\sum_2^2 F_{tj,Rd}$ = 37097,50 - 10975,31	26122,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)}$ - $\sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 36398,91 - 24223,31	12175,60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)}$ - $\sum_2^1 F_{tj,Rd}$ = 61371,61 - 24223,31	37148,30	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_3/h_1$

$F_{t3,Rd}$ = 8702,62 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_3/h_2$

$F_{t3,Rd}$ = 8702,62 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd}$ = Min ($F_{t4,Rd,comp}$)	13248,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)}$ = 13248,00	13248,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)}$ = 29906,95	29906,95	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd}$ = 34200,63	34200,63	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 62288,22 - 32925,93	29362,29	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 23830,95 - 8702,62	15128,33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 39050,00 - 8702,62	30347,38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 35290,87 - 19677,93	15612,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 56622,50 - 19677,93	36944,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 48314,39 - 32925,93	15388,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 80896,61 - 32925,93	47970,68	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_4/h_1$

$F_{t4,Rd}$ = 5924,89 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_4/h_2$

$F_{t4,Rd}$ = 5924,89 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}\ (F_{t5,Rd,comp})$	13248,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 13248,00$	13248,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 29906,95$	29906,95	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 34200,63$	34200,63	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 62288,22 - 38850,82$	23437,41	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 23375,40 - 5924,89$	17450,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 37097,50 - 5924,89$	31172,61	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 35290,87 - 14627,51$	20663,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 56622,50 - 14627,51$	41994,99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 46750,80 - 25602,82$	21147,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 74195,00 - 25602,82$	48592,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 59774,31 - 38850,82$	20923,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 98469,11 - 38850,82$	59618,29	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_5/h_1$

$F_{t5,Rd}$ = 3652,20 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_5/h_2$

$F_{t5,Rd}$ = 3652,20 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}\ (F_{t6,Rd,comp})$	13248,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 13248,00$	13248,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 29906,95$	29906,95	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 34200,63$	34200,63	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 62288,22 - 42503,01$	19785,21	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 24358,76 - 3652,20$	20706,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 41312,22 - 3652,20$	37660,03	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 36274,23 - 9577,08$	26697,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 60837,22 - 9577,08$	51260,14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 48189,71 - 18279,70$	29910,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 80362,22 - 18279,70$	62082,52	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 59649,63 - 29255,01$	30394,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 97934,72 - 29255,01$	68679,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 72673,14 - 42503,01$	30170,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 122208,83 - 42503,01$	79705,82	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd}\ h_6/h_1$

$F_{t6,Rd}$ = 1379,51 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd}\ h_6/h_2$

$F_{t6,Rd}$ = 1379,51 [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	525	13248,00	-	-	13248,00	30441,33	13248,00	34200,63
2	435	10975,31	-	-	13248,00	29906,95	13248,00	34200,63
3	345	8702,62	-	-	13248,00	29906,95	13248,00	34200,63
4	235	5924,89	-	-	13248,00	29906,95	13248,00	34200,63
5	145	3652,20	-	-	13248,00	29906,95	13248,00	34200,63
6	55	1379,51	-	-	13248,00	29906,95	13248,00	34200,63

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd}$ = 167,13 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,45 < 1,00 vérifié (0,45)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

α_v =	0,60		Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
β_{Lf} =	0,91		Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd}$ =	5362,32	[daN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max}$ =	6624,00	[daN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int}$ =	15120,00	[daN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext}$ =	15120,00	[daN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	13248,00	-774,78	13248,00	5990,57	5215,79	7708,69
2	13248,00	-774,78	10975,31	4962,89	4188,11	8302,93
3	13248,00	-774,78	8702,62	3935,21	3160,43	8897,17
4	13248,00	-774,78	5924,89	2679,16	1904,38	9623,47
5	13248,00	-774,78	3652,20	1651,48	876,69	10217,71
6	13248,00	-774,78	1379,51	623,79	-150,99	10724,64

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$
$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$
$F_{vj,Rd} = \text{Min}\ (n_h\ F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4\ n_h\ F_{t,Rd,max})),\ n_h\ F_{v,Rd}\ ,\ n_h\ F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd}$ = 55474,61 [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,00 < 1,00 vérifié (0,00)

RESISTANCE DES SOUDURES

A_w =	93,45	[cm^2]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A_{wy} =	39,58	[cm^2]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
A_{wz} =	53,87	[cm^2]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I_{wy} =	38899,47	[cm^4]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max}=\tau_{\perp max}$ =	-42,04	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp}=\tau_{\perp}$ =	-38,53	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ_{II} =	-0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β_w =	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	84,08 < 360,00	vérifié	(0,23)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{II}^2)]} \le f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	77,06 < 360,00	vérifié	(0,21)
$\sigma_{\perp} \le 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	42,04 < 259,20	vérifié	(0,16)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

t_{wash} =	3	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h_{head} =	10	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h_{nut} =	14	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L_b =	44	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k_{10} =	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}$ h_j	$k_{eff,j}$ h_j^2
					Somme	50,11	1921,08
1	525	∞	∞	22	3	15,98	838,16
2	435	∞	∞	16	3	11,97	520,33
3	345	∞	∞	18	3	9,83	338,87
4	235	∞	∞	18	3	6,69	157,07
5	145	∞	∞	16	3	3,98	57,62
6	55	∞	∞	22	3	1,65	9,03

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

z_{eq} = 383 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

k_{eq} = 13 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E\ z_{eq}^2\ k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 403427,68 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

μ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

S_j = 403427,68 [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig}$ =	58267,59	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin}$ =	1165,35	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]

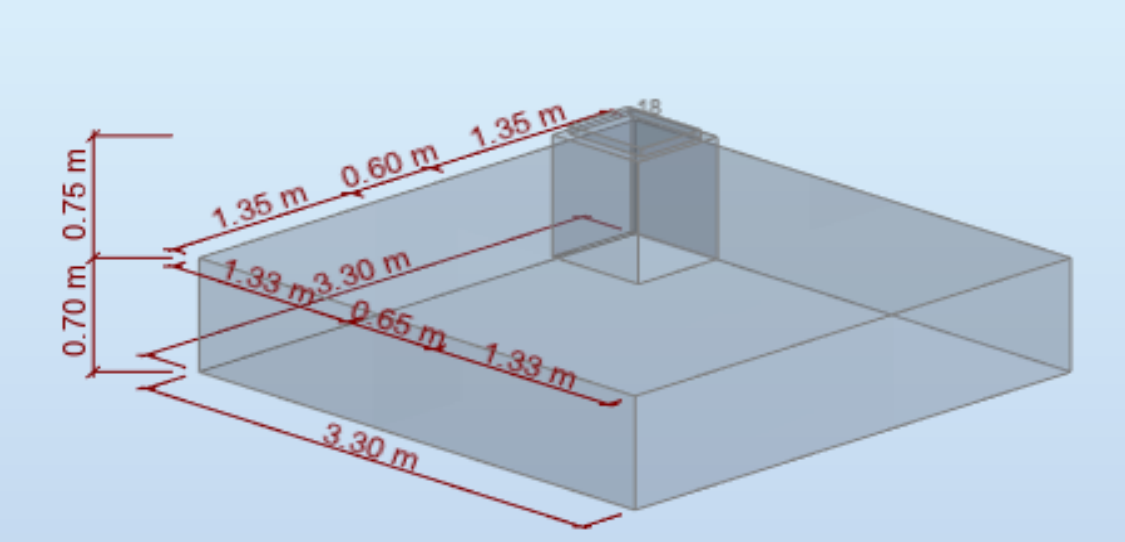
$S_{j,ini} \ge S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,45

VII.16 Etude des fondations



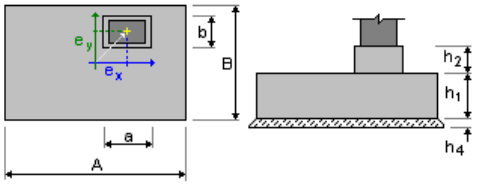
1 Semelle isolée: Semelle18 Nombre d'éléments identiques: 1

1.1 Données de base

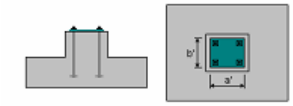
1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : carrée

1.1.2 Géométrie:



A	= 3,30 (m)	a	= 0,65 (m)
B	= 3,30 (m)	b	= 0,60 (m)
h1	= 0,70 (m)	e_x	= 0,00 (m)
h2	= 0,75 (m)	e_y	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 55,0 (cm)
b'	= 45,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 3,0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton : C20/25; résistance caractéristique = 20,00 MPa
  Poids volumique = 2501,36 (kG/m3)
- Armature longitudinale : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Armature transversale : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Armature additionnelle: : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme
Combinaison dimensionnante **ELU : ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 N=107,48 Mx=-113,55 My=0,01 Fx=-0,08 Fy=47,09**
Coefficients de chargement: **1.35** * poids de la fondation
1.35 * poids du sol
Résultats de calculs: au niveau du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 474,75 (kN)
Charge dimensionnante:
Nr = 582,23 (kN) Mx = -181,83 (kN*m) My = -0,11 (kN*m)
Dimensions équivalentes de la fondation:
B' = 1
L' = 1
Épaisseur du niveau: Dmin = 1,45 (m)

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de contrainte (ELS), (DTU 13.12, 3.22)

q ELS = 0.05 (MPa)
qu = 0.14 (MPa)

Butée de calcul du sol:
qlim = qu / γf = 0.07 (MPa)
γf = 2,00

Contrainte dans le sol: qref = 0.07 (MPa)
Coefficient de sécurité: qlim / qref = 1.02 > 1

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:
- Capacité de charge
- Glissement
- Renversement
- Soulèvement

1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol: σ_{ELU} = 0.07 (MPa) σ_{ELS} = 0.05 (MPa)

Niveau du sol: N_1 = 0,00 (m)
Niveau maximum de la semelle: N_a = 0,00 (m)
Niveau du fond de fouille: N_f = -1,50 (m)

Argiles et limons fermes
- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Poids volumique: 2039.43 (kG/m3)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m3)
- Angle de frottement interne: 30.00 (Deg)
- Cohésion: 0.02 (MPa)

Soulèvement

Soulèvement ELU
Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G+1.5P**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 351,67 (kN)
Charge dimensionnante:
Nr = 351,67 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Surface de contact s = 100,00 (%)
s_{lim} = 10,00 (%)

Soulèvement ELS
Combinaison défavorable: **ELS : G+P**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 351,67 (kN)
Charge dimensionnante:
Nr = 351,67 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Surface de contact s = 100,00 (%)
s_{lim} = 100,00 (%)

Renversement

Autour de l'axe OX
Combinaison dimensionnante **ELU : ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 N=107,48 Mx=-113,55 My=0,01 Fx=-0,08 Fy=47,09**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 351,67 (kN)
Charge dimensionnante:
Nr = 459,14 (kN) Mx = -181,83 (kN*m) My = -0,11 (kN*m)
Moment stabilisateur: M_{stab} = 757,59 (kN*m)
Moment de renversement: M_{renv} = 181,83 (kN*m)
Stabilité au renversement: 4.167 > 1

Autour de l'axe OY
Combinaison défavorable: **ELU : ELU/28=1*1.00 + 4*1.50 N=7,61 Mx=6,69 My=-1,92 Fx=-0,83 Fy=5,15**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 351,67 (kN)
Charge dimensionnante:
Nr = 359,28 (kN) Mx = -0,78 (kN*m) My = -3,13 (kN*m)
Moment stabilisateur: M_{stab} = 592,80 (kN*m)
Moment de renversement: M_{renv} = 3,13 (kN*m)
Stabilité au renversement: 189.5 > 1

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Poinçonnement

Combinaison dimensionnante **ELU : ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 N=107,48 Mx=-113,55 My=0,01 Fx=-0,08 Fy=47,09**
Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol
Charge dimensionnante:
Nr = 459,14 (kN) Mx = -181,83 (kN*m) My = -0,11 (kN*m)
Longueur du périmètre critique: 4,47 (m)
Force de poinçonnement: 82,70 (kN)
Hauteur efficace de la section heff = 0,70 (m)
Contrainte de cisaillement: 0,03 (MPa)
Contrainte de cisaillement admissible: 0,60 (MPa)
Coefficient de sécurité: 22.73 > 1

1.3.3 Ferraillage théorique

Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

ELU : ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 N=107,48 Mx=-113,55 My=0,01 Fx=-0,08 Fy=47,09
My = 33,67 (kN*m) A_{sx} = 6,40 (cm2/m)

ELU : ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 N=107,48 Mx=-113,55 My=0,01 Fx=-0,08 Fy=47,09
Mx = 108,09 (kN*m) A_{sy} = 6,40 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 6,40 (cm2/m)

Aciers supérieurs:

A'_{sx} = 0,00 (cm2/m)
A'_{sy} = 0,00 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 0,00 (cm2/m)

Espacement réglementaire maximal e_{max} = 0,25 (m)

Fût:
Armature longitudinale A = 12,47 (cm2) $A_{min.}$ = 10,00 (cm2)
A = 2 * (Asx + Asy)
Asx = 0,06 (cm2) Asy = 6,18 (cm2)

1.3.4 Ferraillage réel

2.3.1 Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

En X:

14 HA 400 14 l = 3,69 (m) e = 1*-1,49 + 13*0,23

En Y:

14 HA 400 14 l = 3,69 (m) e = 1*-1,49 + 13*0,23

Aciers supérieurs:

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

En X:

10 HA 400 12 l = 1,53 (m) e = 1*-0,19 + 4*0,09

En Y:

4 HA 400 12 l = 1,53 (m) e = 1*-0,26 + 1*0,51

Armature transversale

8 HA 400 8 l = 2,42 (m) e = 1*0,23 + 5*0,20 + 2*0,09

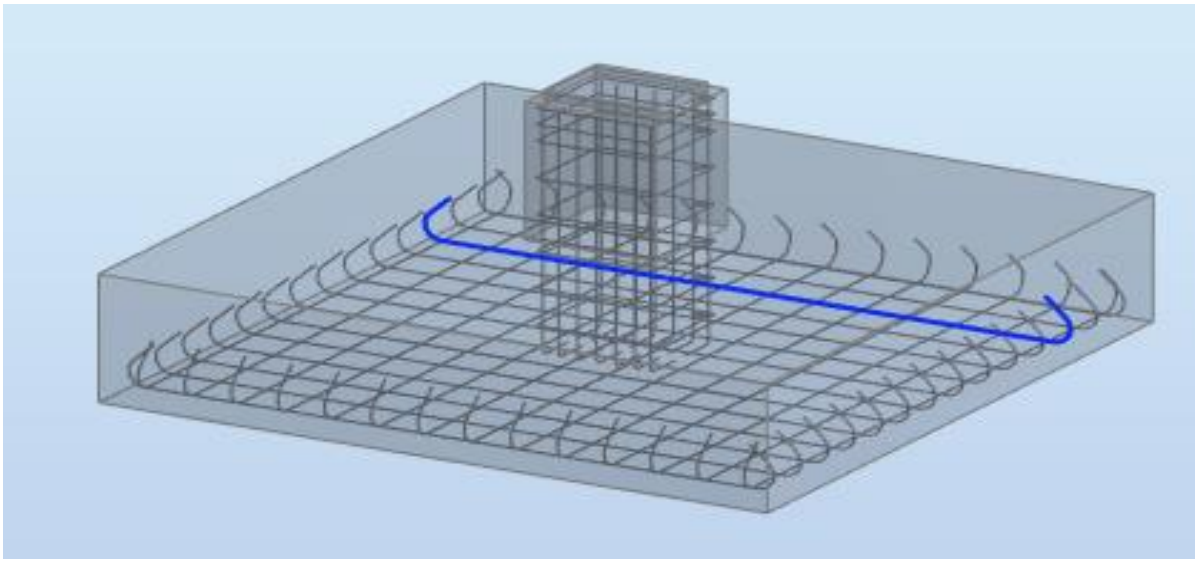
2 Quantitatif:

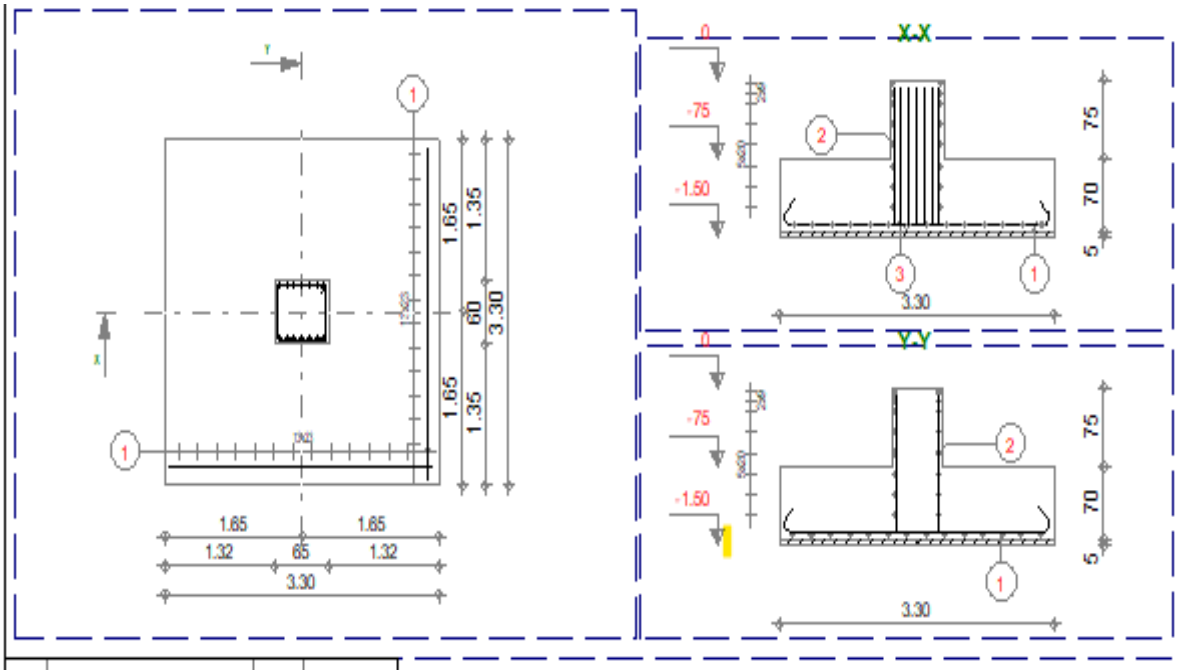
- Volume de Béton = 7,92 (m3)
- Surface de Coffrage = 11,12 (m2)

- Acier HA 400
  - Poids total = 151,46 (kG)
  - Densité = 19,14 (kG/m3)
  - Diamètre moyen = 12,9 (mm)
  - Liste par diamètres:

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	19,32	7,63
12	21,39	18,99
14	103,28	124,84

	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	Espacement [m]	[m]	[m]	[m]	[m]
		Semelle18									
1	1	<valeur différente>	HA 400	14	00	28		A = 3,20			
2	2	transversale	HA 400	8	31	8	1*0,23 + 5*0,20 + 2*0,09	A = 0,54	B = 0,59	C = 0,54	D = 0,59
3	3	transversale	HA 400	12	00	14	1*-0,26 + 1*0,51	A = 1,34			





Pos.	Armature	Coté	Forme
1	28HA 14	00	
2	8HA 8	31	
3	14HA 12	00	

Niveau ±0,00
Structure 34
Semelle18

Annexe 1

ANNEXE 1 :

Valeur de $\boldsymbol{x}$ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

ANNEXE 2 :

Facteurs de moments équivalents Cm (Table B.3 of EN 1993-1-1) Les facteurs de moments équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux

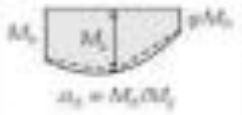
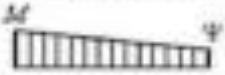
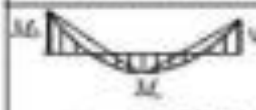
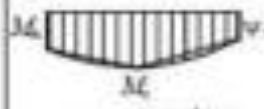
Moment diagram	range		C_{my} and C_{mz} and C_{mLT}	
			uniform loading	concentrated load
	$0 \le \alpha_s \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0.95 + 0.05\alpha_s$	$0.90 + 0.10\alpha_s$
	$-1 \le \alpha_s < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0.95 + 0.05\alpha_s$	$0.90 + 0.10\alpha_s$
		$-1 \le \psi < 0$	$0.95 + 0.05\alpha_s/(1 + 2\psi)$	$0.90 - 0.10\alpha_s(1 + 2\psi)$

Diagram of moments	Range		C_{my}, C_{mz} and C_{mLT}	
			Uniform loading	Concentrated load
	$-1 \le \Psi \le 1$		$0.6 + 0.4\Psi \ge 0.4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \le \alpha_s \le 1$	$-1 \le \Psi \le 1$	$0.2 + 0.8\alpha_s \ge 0.4$	$0.2 + 0.8\alpha_s \ge 0.4$
	$-1 \le \alpha_s < 0$	$0 \le \Psi \le 1$	$0.1 - 0.8\alpha_s \ge 0.4$	$-0.8\alpha_s \ge 0.4$
		$-1 \le \Psi < 0$	$0.1(1 - \Psi) - 0.8\alpha_s \ge 0.4$	$0.2(-\Psi) - 0.8\alpha_s \ge 0.4$
 $\alpha_h = M_s/M_h$	$0 \le \alpha_h \le 1$	$-1 \le \Psi \le 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
	$-1 \le \alpha_h < 0$	$0 \le \Psi \le 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
		$-1 \le \Psi < 0$	$0.95 + 0.05\alpha_h(1 + 2\Psi)$	$0.90 + 0.10\alpha_h(1 + 2\Psi)$

In the calculation of α_s or α_h parameters, a hogging moment should be taken as negative and a sagging moment should be taken as positive.

For members with sway buckling mode, the equivalent uniform moment factor should be taken as $C_{my} = 0.9$ or $C_{mz} = 0.9$, respectively.

Factors C_{my}, C_{mz} and C_{mLT} should be obtained from the diagram of bending moments between the relevant braced sections, according to the following:

Moment factor	bending axis	points braced in direction
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

ANNEXE 3 :

Tableau 2 : Coefficients dynamiques

Coefficient d'amplification dynamique	Effet pris en compte par le coefficient	Action amplifiée
φ_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
φ_2	Effet dynamique du transfert de la masse à lever du sol vers l'appareil de levage.	Masse à lever
φ_3	Effet dynamique du relâchement soudain de la charge utile — par ex : utilisation d'aimants ou de grappin.	Masse à lever
φ_4	Effets dynamiques induits par le déplacement sur le chemin de roulement.	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever
φ_5	Effets dynamiques provoqués par les forces motrices.	Forces motrices
φ_6	Levage et déplacement de la charge d'épreuve par l'appareil de levage.	Charge d'épreuve de l'appareil de levage
φ_7	Effets élastiques (ressort) d'impact sur les tampons-amortisseurs.	Forces de tamponnement

Tableau 1 : Groupes des charges et des coefficients dynamiques à considérer comme une action caractéristique de l'appareil de levage.

		Symbole	Groupes de charges									
			État limite ultime							Charge d'essai	Accidentelle	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Poids propre de l'appareil de levage	Q_c	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Masse à lever	Q_h	φ_2	φ_3	—	φ_4	φ_4	φ_4	η	—	1	1
3	Accèlèration de la poutre du pont	$H_L H_T$	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	—	—	—	φ_5	—	—
4	Marche en crabe de la poutre du pont	H_S	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—
5	Accèlèration ou freinage du chariot ou du palan avec chariot	$H_T 3$	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—
6	Vent en service	F_W	1	1	1	1	1	—	—	1	—	—
7	Charge d'essai	Q_T	—	—	—	—	—	—	—	φ_6	—	—
8	Force de temponnement	H_B	—	—	—	—	—	—	—	—	φ_7	—
9	Force de basculement	H_{TA}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1

Annexe 3

Tableau 4 : Valeurs de β_2 et $\varphi_{2,min}$

Classe de levage de l'appareil	β_2	$\varphi_{2,min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20
NOTE Les appareils de levage sont répartis dans les classes de levage HC1 à HC4 pour tenir compte des effets dynamiques du transfert de la charge du sol à l'appareil de levage. La sélection dépend du type particulier de l'appareil de levage, voir les recommandations de l'annexe B.		

Tableau 5 : Recommandations pour les classes de chargement.

Élément	Type d'appareil de levage	Classe de levage
1	Appareils de levage manœuvrés à la main	HC 1
2	Appareils de levage d'assemblage	HC1, HC2
3	Appareils de levage de centrale électrique	HC1
4	Appareils de levage de stockage — avec utilisation intermittente	HC2
5	Appareils de levage de stockage, appareils de levage à cadre de préhension, appareils de levage de parc à ferrailles — avec utilisation continue	HC3, HC4
6	Appareils de levage d'atelier	HC2, HC3

Tableau 6 : Coefficient dynamique φ_5.

Coefficient d'amplification φ_5	Utilisation spécifique
$\varphi_5 = 1,0$	Pour les forces centrifuges
$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$	Pour les système dont la force change graduellement
$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$	Lorsque les variations brutales se produisent
$\varphi_5 = 3,0$	Pour les systmes d'entrainement comportant des jeux significatifs

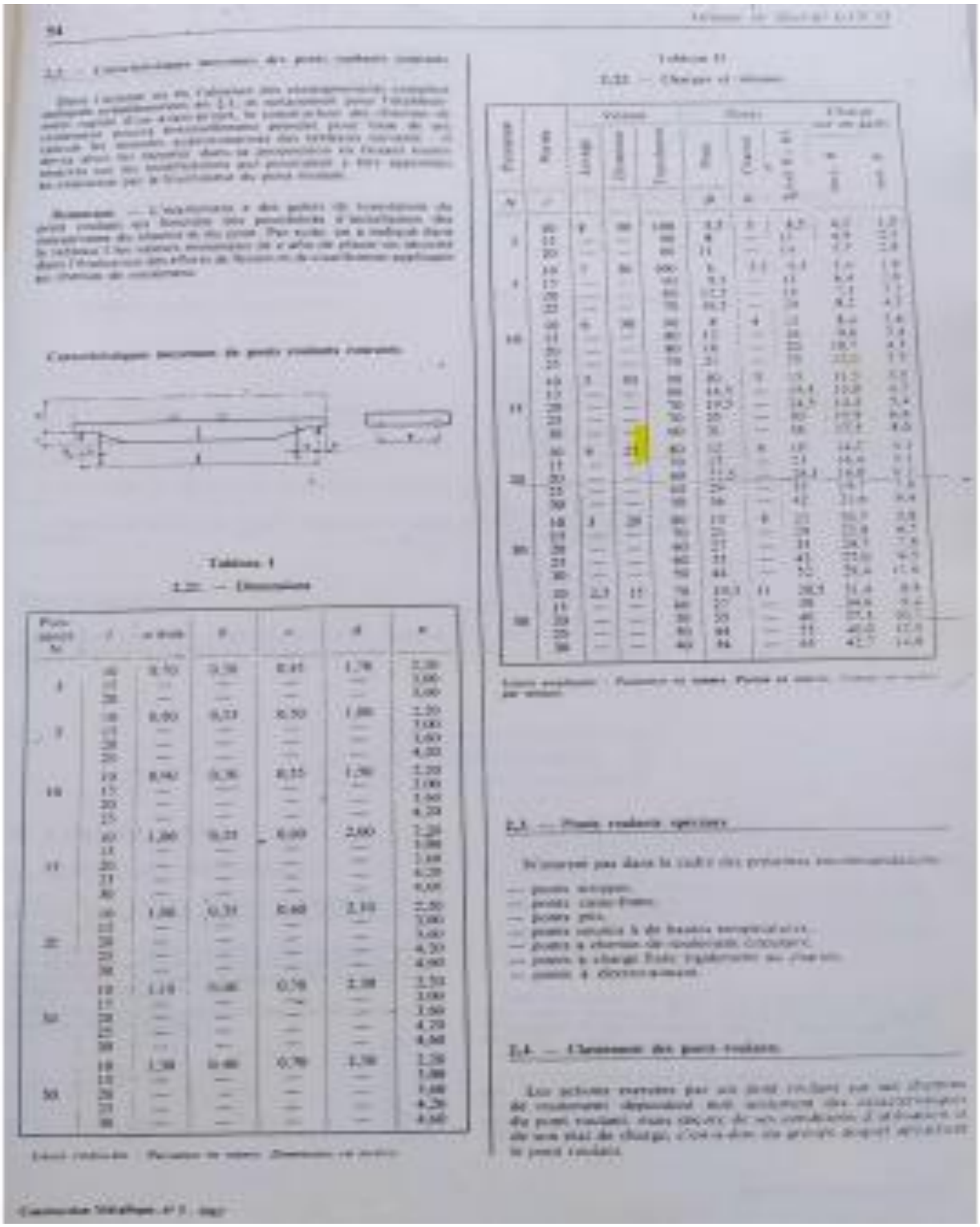
Annexe 3

Tableau 3 : Valeurs des coefficients dynamiques φ_i pour les charges verticales

	Valeurs des coefficients dynamiques
φ_1	$0,9 < \varphi_1 < 1,1$ Les deux valeurs 1,1 et 0,9 correspondent aux valeurs supérieure et inférieure des impulsions vibratoires.
φ_2	$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 v_h$ où v_h est la vitesse constante de levage [en m/s] $\varphi_{2,min}$ et β_2 voir Tableau 2.5
φ_3	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m}(1 + \beta_3)$ où : Δm est la partie larguée ou tombée de la masse de levage ; m est la masse de levage totale ; $\beta_3 = 0,5$ pour les appareils de levage équipés de grappins ou dispositifs similaires à largage non instantané ; $\beta_3 = 1,0$ pour les appareils de levage équipés d'aimants ou de dispositifs similaires à largage instantané.
φ_4	$\varphi_4 = 1,0$ à condition de respecter les tolérances fonctionnelles de classe I pour les voies ferrées spécifiées dans l'EN 1090-2.
NOTE Si les tolérances fonctionnelles de classe I pour les voies ferrées définies dans l'EN 1090-2 ne sont pas respectées, le coefficient dynamique φ_4 peut être déterminé avec le modèle donné dans l'EN 13001-2.	

Annexe 4

ANNEXE 4



CONCLUSION

Ce projet de fin d'études m'a beaucoup aidé d'avoir une approche globale de la conception et du dimensionnement des structures métalliques (composants de pont roulant, assemblages et fondations) et de connaître les différentes normes et réglementations régissant le domaine. Telles que l'Eurocode3, CCM97, RNV99, RPA99. , afin d'obtenir un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens.

L'utilisation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS dans cette étude m'a permis d'effectuer des calculs tridimensionnels et dynamiques dans le but de faciliter les calculs et de mieux se rapprocher de la réalité

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Règlement neige et vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, ministère de l'habitat, 1999.
- Règles Parasismiques Algériennes : RPA99/Version 2003. Document Technique
- Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2003.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- Calcul des éléments résistants d'une construction métallique selon l'Eurocode 3. office des publications universitaires, 2009.
- Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. Lahlou Dahmani, Office des publications universitaires, 2012.
- Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel. Cinquième* tirage, Eyrolles Paris, 2002.
- Règles de Calcul des fondations superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de logement, 1992.
- EUROCODE 1 partie 3 : Actions induites par les appareils de levage et les machines.
- Recommandation pour le calcul et l'execution des chemins de roulement de ponts roulants [C.T.I.C.M]
- B.A.E.L 91 Béton Armé aux Etats limites, troisième tirage, Eyrolles Paris, 1997.
- LIVRE DE DAHMANI LAHLOU, version 2023.