

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

- SAFA LAKHAL
- ATTAR Kada

Sujet du mémoire

**Etude d'un hangar à usage de stockage
en charpente métallique situé à Tiaret**

Soutenu publiquement 24 Juin 2025 devant le jury composé de :

M. ABADA Ghanem

Président

M. BENYAMINA Abdelrahmane Bekaddour

Rapporteur

M. KLOUCHE DJEDID Ibrahim

Examineur

M. MIMOUNI Mohamed

Examineur

M. KHARROUBI Lamia

Examineur

PROMOTION 2024 /2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre encadreur M. BENYAMINA A.B, qui a contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'ils ont manifesté durant son encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury le Président M. ABADA G. et les examinateurs M. KLOUCHE B.D, M. MIMOUNI M, et Mme KHAROUBI pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement

Merci à tous

Safa et attar

Dédicace

Nous dédions ce modeste travail :

*A nos chères parents, notre source de tendresse, qui ont
sacrifié leur vie pour notre éducation*

A nos frère et sœurs,

*A nos meilleurs amis qui nous ont accompagnés le long de
toutes les années d'étude, à tous nos professeurs et collègues
de la promotion 2024 / 2025.*

ملخص

هذا المشروع يعتمد الى دراسة تصميم وقياس مبنى للتخزين من الهياكل المعدنية يقع ببلدية الرحوية بولاية تيارت. حيث تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تتمثل اولها في تقييم الاثقال بما فيها الزائدة فضلا على اثار المناخ (الثلوج والرياح) RNVA 2013 و ثم دراسة مقاييس عناصر المبنى الأساسية والثانوية. هذا بموجب التنظيم الجزائري CCM97. وبعد ذلك الوصلات والتجميعات. كما تمت دراسة البنى التحتية BAEL 91. وبالنسبة للبرامج تحليل المنشآت فقد اعتمدنا في هذه الدراسة على برنامج RSA, لشركة Autodesk (ربوت).

كلمات مفتاحية:

الهياكل المعدنية - مبنى التخزين - تحديد الأبعاد - التجميع

ABSTRACT

Our project of end of studies consists of studying a metal frame storage, girder shed in the Wilaya of TIARET. The work is developed through several stages ; first of all, the assessment of loadings as climate effects (snow and wind) under the Algerian climatic rules « RNV 99 V. 2013 », and the evaluation of the structural steel's secondary and principal elements according to their resistances, then, the assemblies are studied by the « CCM 97 ». Finally, the foundations are dimensioned according to the code « BAEL 91 ». For the structural analysis, the used software is RSA d'AutoDesk (Robot).

Key words:

Steel structure – metal frame – Assembly analysis.

RESUME

Ce mémoire de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar de stockage en charpente métallique située à la Commune de Rahouia Wilaya de TIARET, selon « CCM97 ». Cette étude est élaborée 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 « RNVA 99 Version 2013», ensuite le dimensionnement des différents éléments (porteurs et secondaires), après puis l'étude des assemblages selon le « CCM 97 », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL 91», et comme logiciel nous avons utilisé le RSA d'AutoDesk (Robot).

Mots clés :

Charpente métallique – hangar de stockage – Dimensionnement – Assemblage.

Sommaire

ملخص.....	iii
ABSTRACT	iv
RESUME	v
Sommaire.....	vi
LISTE DE FIGURES.....	ii
LISTE DE TABLEAUX.....	iii
LISTE DES NOTATIONS	iv
Introduction générale.....	0
Introduction Générale.....	1
I. Présentation du projet.....	4
I.1 Généralité sur la construction métallique	4
I.2 L'acier	4
I.2.1 Avantage :.....	4
I.2.2 Inconvénients :	4
I.2.3 Les propriétés de l'acier.....	5
I.1.1.1 Les propriétés mécaniques :	5
I.3 Béton :	6
I.4 Règlements Utilisés	6
I.5 Détails du projet	6
I.5.1 Situation :	6
I.1.1.2 Etude de sol:	6
I.1.1.3 Dimensions de l'ouvrage :	6
I.6 Elément de la structure	7
I.6.1 Ossature de la structure.....	7
I.6.2 La toiture.....	7
I.6.3 La couverture	7
I.6.4 Les poteaux.....	8
I.6.5 Les pannes	8
I.6.6 Les contreventements	8
I.7 Présentation schématique.....	8
II. Etude climatique	10
II.1 Introduction.....	10
II.2 Action de neige	10
II.2.1 Calcul de la charge de neige sur le sol.....	10
II.3 Action au vent.....	10
II.4 Paramètres ou coefficients de calcul	11
II.4.1 Effet de la région.....	11
II.4.2 Effet de site	11
II.4.3 Coefficient de topographie.....	11
II.4.4 Coefficient dynamique.....	11
II.4.5 Coefficient d'exposition.....	11
II.4.6 Coefficient de la rugosité C_r	12
II.4.7 Pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$	12
II.5 Détermination de la pression nette $W(z_j)$	14
II.5.1 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	14
I.1.1.4 Vent perpendiculaire au long pan	15
I.1.1.4.1 Parois verticales	15
I.1.1.4.2 Toiture	16

I.1.1.4.3	Vent perpendiculaire au pignon	18
II.6	Neige sur la toiture	23
II.7	Conclusion	24
III.	Etude des éléments secondaires	26
III.1	Calcul des pannes	26
III.1.1	Principe de calcul	26
III.1.2	Données de calcul	26
III.1.3	Evaluation des charges	26
III.1.3.1	Surcharge climatique due au vent (soulèvement)	26
III.1.4	Surcharge de la neige (S)	26
III.1.5	Surcharge d'entretien (P):	27
III.1.6	Les charges permanentes (sauf P_{profile})	28
III.1.7	Combinaison des charges les plus défavorables :	28
I.1.1.5	Décompositions des charges :	28
III.1.8	Combinaison des charges :	28
III.1.9	Principe de pré dimensionnement :	29
III.1.10	Vérification de la flèche (ELS)	29
III.1.11	Vérification de la flexion biaxiale (ELU)	30
I.1.1.6	Détermination de la classe de profile	31
I.1.1.7	Vérification de la flèche (ELS)	32
III.1.12	Vérification au l'effort tranchant (cisaillement)	32
III.1.13	Vérification de l'instabilité au déversement	33
III.2	Calcul des liernes :	37
III.2.1	Effort de traction	37
III.2.2	Calcul les Effort de traction T_i	37
III.2.3	Déterminer de diamètre du rond	38
III.3	Calcul de l'échantignolle	38
III.3.1	Principe de dimensionnement	38
III.3.2	Moment de renversement	39
III.3.3	Dimensionnement de l'échantignolle :	39
III.4	Calcul des lisses de bardage :	39
III.4.1	Détermination des charges et surcharges	40
III.4.2	Prédimensionnement	40
III.5	Dimensionnement des lisses	41
III.5.1	Les combinaisons de calcul	41
III.5.2	Détermination des sollicitations	41
III.5.3	Vérification de la résistance des lisses	41
III.5.3.1	Condition de résistance :	41
III.5.4	Vérification au cisaillement	42
III.5.5	Vérification au déversement	42
III.5.6	Vérification à la flèche	43
III.6	Les potelets	44
III.6.1	Dimensionnement des potelets	44
III.6.2	Action et sollicitations :	44
III.6.3	Calcul du moment sollicitant de flexion M_{sd} :	44
III.6.4	Vérification de la flexion composée	45
III.6.5	Vérification de l'effort tranchant	46
III.6.6	Vérification au flambement	46
III.7	Conclusion	48
IV.	Etude de contreventements et stabilité	50
IV.1	Introduction :	50
IV.2	Calcul de force de frottement	50

IV.2.1	Contreventements de toiture (poutre au vent) :.....	50
IV.2.2	Evaluation des efforts horizontaux :.....	51
IV.2.3	Effort de traction dans les diagonales.....	52
I.1.1.8	Section de la diagonale :	52
I.1.1.9	Vérification à la résistance ultime de la section :	53
IV.2.4	Vérification des montants.....	53
I.1.1.10	Evaluation des charges	53
I.1.1.11	Combinaison des charges (la plus défavorable).....	53
I.1.1.12	Vérification de la flèche (ELS).....	54
IV.3	Panne intermédiaire	54
IV.3.1	Vérification à la résistance.....	54
I.1.1.13	Flexion déviée (calcul des pannes).....	55
I.1.1.14	Incidence de l'effort normal	56
IV.3.1.1	Incidence de l'effort tranchant.....	56
IV.3.1.2	Vérification de l'élément aux instabilités	56
IV.3.2	Vérification au flambement.....	57
I.1.1.15	Vérification a la résistance	59
I.1.1.16	Calcul de coefficient de réduction χ_{min}	61
I.1.1.17	La vérification :	62
IV.4	Pour la Panne Sablière.....	62
IV.4.1	Vérification de la flexion bi-axiale:(résistance).....	62
IV.4.2	Vérification Au flambement.....	63
IV.4.3	Calcul de Palée de Stabilité Verticale.....	63
I.1.1.18	Calcul de diagonale D1	63
I.1.1.19	Section des diagonales	63
I.1.1.20	Vérification à la résistance ultime de la section.....	64
I.1.1.21	Vérification à la résistance ultime de la section.....	64
IV.5	Conclusion.....	65
V.	Etude des portiques.....	67
V.1	Introduction.....	67
V.2	Charges permanentes :	67
V.3	Charges variables :	67
V.4	Etude et dimensionnement des portiques :	67
V.5	Modélisation du portique sur Robot :	67
V.6	Résultats de dimensionnement des portiques sur Robot :	69
V.6.1	Extrait de Note de calcul des portiques.....	70
VI.	Etude des assemblages.....	80
VI.1	Introduction:.....	80
VI.2	Fonctionnement des assemblages	80
VI.2.1	Le boulonnage.....	80
VI.2.2	Le soudage.....	80
VI.2.3	Fonctionnement par adhérence	80
VI.3	Rôle des assemblages	81
VI.4	Assemblages de palée de stabilité.....	81
VI.4.1	Disposition des boulons	81
VI.4.2	Vérification de gousset à la traction.....	83
VI.5	Assemblage poteau-sablière	83
VI.6	Assemblage panne traverse	85
VII.	Etude des fondations	87
VII.1	Introduction.....	87
VII.2	Choix du type de fondation :	87
VII.3	Calcul des fondations.....	87

VII.3.1	Détermination des sollicitations	87
VII.3.2	Semelle isolée :.....	89
VII.3.3	Vérification de la stabilité au renversement :.....	90
VII.4	Calcul de ferrailage.....	90
VII.4.1	Vérification de ferrailage :	90
Conclusion générale.....		96
Bibliographie		98
Annexes.....		100

LISTE DE FIGURES

Figure I-1: Diagramme effort /déformation de l'acier.....	5
Figure I-2 Vue en perspective de l'ossature	Erreur ! Signet non défini.
Figure I-3 Panneau sandwich	8
Figure II-1 Légende pour les parois verticales cas de vent v_1	15
Figure II-2 Légende pour les parois verticales	16
Figure II-3 Légende pour les toitures.	17
Figure II-4 Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.	18
Figure II-5 Légende pour les toitures.	19
Figure II-6 C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures.....	20
Figure III-1 Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.	26
Figure III-2 Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.....	27
Figure III-3 Schéma statique de la poutre équivalente.....	27
Figure III-4 Flexion bi-axiale des pannes en présence de liernes.....	31
Figure III-5 Coupe transversale des liernes.	37
Figure III-6 Échantignolle.....	38
Figure III-7 Dimensions de l'échantignolle.....	39
Figure III-8. Coupe transversal de la lisse de bardage.	40
Figure IV-1. Schéma statique de la poutre au vent.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV-2 Schéma de calcul de la poutre au vent.	52
Figure IV-3 Schéma de stabilité verticale.....	63
Figure V-1 Modèle de la structure sur RSA.....	68
Figure VI-1 Les composants d'un boulon.	81
Figure VI-2 L'attache de diagonale.	82
Figure VI-3 Assemblage poteau – sablière	83
Figure VII-1 Sollicitations de fondation.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII-2 Contraintes de sol.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII-3 Vue en plan d'un croqué de ferrailage de la semelle.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII-4. Vue en face de ferrailage de la semelle.....	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DE TABLEAUX

Tableau II-1 Les valeurs de C_r et C_e	13
Tableau II-2 Valeurs de C_e et q_{dyn}	14
Tableau II-3 Coefficient C_{pe} correspondant à chaque zone de parois vertical.	16
Tableau II-4 Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.	18
Tableau II-5 C_{pe} pour les parois verticales.	19
Tableau II-6 C_{pe} pour la toiture.	20
Tableau II-7 Valeurs de la pression correspond à chaque zones de parois vertical avec $C_{pi}=+0.35$	21
Tableau II-8 Valeurs de pression correspondant à chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=+0.35$..	21
Tableau II-9 Les pressions q_j dans la paroi verticale.	21
Tableau II-10 Les pressions q_j dans la toiture.	22
Tableau II-11 Les pressions q_j dans la paroi verticale.	22
Tableau II-12 Les pressions q_j dans la toiture.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II-13 Les pressions q_j dans la paroi verticale.	23
Tableau II-14 Les pressions q_j dans la toiture.	23
Tableau IV-1 Les valeurs de F_i	51
Tableau VI-1 Caractéristiques des boulons	80
Tableau VI-2 Principales caractéristiques géométrique.	82
Tableau VII-1 Sollicitations les plus défavorables	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_p : Coefficient de pression nette.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$).

F : Force en générale.

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

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

I_v : Intensité de turbulence.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

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

M_{pl} : Moment plastique.

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

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

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

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t \text{ sd}}$: Effort normale de traction.

$N_{e, \text{sd}}$: Effort normal de compression

$N_{e, \text{Rd}}$: Valeur se d'exploitation.

P : poids de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.

S_n : La charge de neige sur sol

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

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

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Pression aérodynamique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.
 f_y : Limite d'élasticité.
 h : Hauteur d'une pièce.
 L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
 l_f : Longueur de flambement.
 q_p : Pression dynamique moyenne de référence.
 q : Pression dynamique de pointe.
 t : Épaisseur d'une pièce.
 t : Épaisseur d'une semelle de poutre.
 t_f : Épaisseur de l'âme de poutre.
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{eq} : Hauteur équivalent

Minuscules grecques

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
 β_w : Facteur de corrélation.
 γ_M : Coefficient de sécurité.
 λ : Élancement.
 λ_{LT} : Élancement de déversement.
 α : Facteur d'imperfection.
 ϕ_{LT} : Rotation de déversement.
 T : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ξ : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 σ_a : Contrainte de l'acier.
 σ_b : Contrainte du béton.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.
 μ : coefficient de forme de la charge de neige.

Introduction générale



Introduction Générale

Le domaine de construction a connu durant son histoire plusieurs rénovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures, selon les besoins et les capacités. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux, le béton armé, le béton précontrainte, l'acier, le bois.

Actuellement en Algérie l'utilisation de la charpente métallique est limitée dans les domaines industriel et l'agriculture, les autres domaines se basent plus essentiellement sur le béton, malgré que les structures en acier présentent de nombreux avantages tel que la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement.

Le but des études Génie Civil est de concevoir des structures capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême ...etc.). Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil option structure, nous sommes menés à réaliser un projet de fin d'étude, ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplît sa mission tel que les normes conceptuelle et technique soit rempli. Cette construction est un hangar de stockage, réalisé dans la localité de la commune de Rahouia - wilaya de TIARET.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, un hangar en charpente métallique en utilisant le règlement algérien CCM97 intitulé « code de la charpente métallique ». L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master 2.

L'objectif principal de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle qui est à la fois d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un concepteur dans son travail quotidien. Le but nécessaire sera de comprendre et d'appliquer toutes les informations et les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet satisfaisant réel en vue d'obtenir un diplôme de master.

Ainsi pendant plusieurs mois on a concrétisé de nombreuses connaissances théoriques antérieurement acquises (parcours universitaires) ; Ceci vient à point nommé renforcer nos capacités techniques indispensables à concrétiser un projet de fin d'étude en binôme.

Notre projet de fin d'études traite un hangar de stockage en charpente métallique. Cette structure permet d'exploiter les caractéristiques favorables respectives de ce matériau de façon optimale. Ainsi notre choix s'est basé non seulement sur la fonctionnalité structurelle, mais aussi sur la conception architecturale. Notre mission est de dimensionner les différents éléments de la structure avec les règles actuellement en vigueur en Algérie : RNV 99 ver 2013, (CCM 97 et EuroCode3), BAEL 91.

Ce mémoire est élaboré en sept chapitres :

On commence par une introduction générale, ensuite le premier chapitre est intitulé présentation du projet, c'est ainsi qu'on présente les dimensions du projet et les matériaux et normes utilisés.

Le deuxième chapitre intitulé étude climatique, cette dernière étude nous fournit les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les prochains chapitres.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude des éléments secondaires et qui concerne particulièrement le dimensionnement des éléments secondaires de la structure (panne, liernes, lisses et potelets), il permet de déterminer la nature des profilés des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations.

Ensuite le quatrième chapitre est intitulé étude de contreventements et stabilité, les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions de la nature, notamment les actions dues au vent, dans l'autre sens la stabilité est assurée par le portique auto stable ductile qu'on étudiera dans le chapitre suivant.

Le cinquième chapitre intitulé étude des portiques et sert au dimensionnement définitif des éléments porteurs dans la structure (vérifications des ossatures), les liaisons entre ces éléments font le sujet du sixième chapitre intitulé étude des assemblages.

L'étude de l'infrastructure de notre projet est établie dans le septième chapitre intitulé étude des fondations et à la fin on donne une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du projet



I. Présentation du projet

I.1 Généralité sur la construction métallique

La construction métallique est un domaine, qui répond aux besoins actuels de la construction. Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelles méthodes de calcul permettant une meilleure optimisation. Les avantages de l'acier incluent son rapport résistance - poids élevé, la rapidité de mise en œuvre et la facilité d'extension. L'acier est utilisé non seulement pour les éléments de structure mais également pour le revêtement.

I.2 L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui est extrait de matières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbonne).

Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%). Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Soit volontairement qui sont notamment le silicium, le manganèse, le chrome, le tungstène (résiste à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, corrosion). On parle dans ces cas acier alliés.

Toute fois chaque matériau, tout comme les avantages, il présente aussi des inconvénients, les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessous.

I.2.1 Avantage :

Dans les avantages de l'acier on cite :

- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voire même exportés.
- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- Grâce à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- Transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

I.2.2 Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- Sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.
- Le cout élevé.

I.2.3 Les propriétés de l'acier

– Résistance :

- Les nuances de l'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Eurocode 03.
- La nuance choisie pour la réalisation de ce projet est S235.

– Durabilité :

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique
- A la rupture l'allongement relatif ultime doit être supérieur ou égal à 15 %.

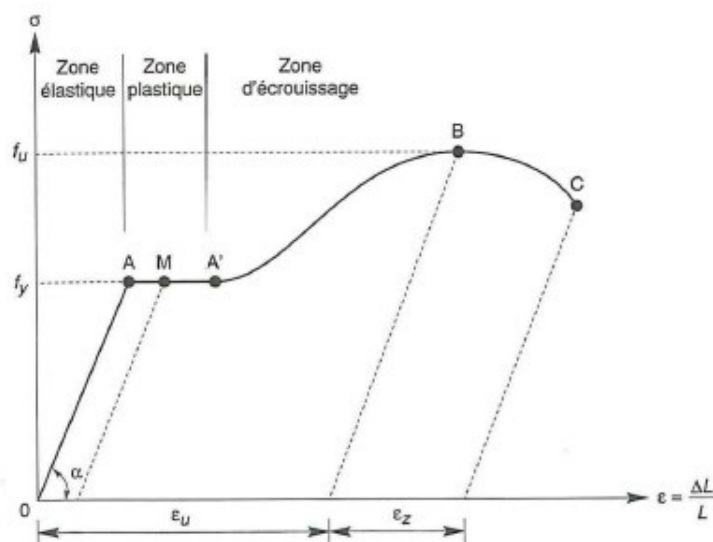


Figure I-1: Diagramme effort /déformation de l'acier.

I.1.1.1 Les propriétés mécaniques :

- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6}$
- Module d'élasticité transversale $G = E/2(1 + \nu)$

I.3 Béton :

Le béton est matériau de construction compose de granulats, sable, ciment, eau, et des adjuvants pour en modifier les propriétés.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu' a **450 daN/cm²** mais 10 fois moindre en traction ou au cisaillement.

Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de **classe 25**, (EC3) avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Le poids spécifique : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$

I.4 Règlements Utilisés

Les règlements techniques utilisés pour le dimensionnement de notre structure sont :

- RNV A2013 : l'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 2013.
- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier, et pour quelques détails : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.
- DTR B.C.2.2 : Document technique règlement charges permanentes et surcharges d'exploitations
- BAEL 91 : Règlement du béton armé

I.5 Détails du projet**I.5.1 Situation :**

Cet ouvrage est un hangar fait une partie d'un projet de stockage des céréales, implanté au lieu Rahouia dans la WILLAYA de TIARET. Le terrain est plat avec une surface de 1800 m^2 avec une zone sismique I et une zone de neige C et une région de vent III.

I.1.1.2 Etude de sol:

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire du sol) où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol : $\sigma = 2 \text{ Bar}$

I.1.1.3 Dimensions de l'ouvrage :

Le présent ouvrage à une forme rectangulaire, il est caractérisé par les dimensions suivantes (voir plan ci-dessous) :

- Longueur de l'ouvrage $L_y = 48 \text{ m}$ constitué de 8 travées de 6 m.
- Largeur de l'ouvrage $L_x = 23 \text{ m}$.
- Hauteur totale de l'ouvrage : $h = 9.63 \text{ m}$ (au niveaux de faitage).
- Hauteur des poteaux : 6 m (au niveaux de pied de poteaux).

I.6 Élément de la structure

I.6.1 Ossature de la structure

La structure est constituée de 9 portiques à quatre travées. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

I.6.2 La toiture

Généralement pour les hangars industriels, le dégagement d'un espace à l'intérieure est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importants sont :

- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit.
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte.
- La facilité et rapidité de montage.

I.6.3 La couverture

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

- Le pare-vapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.
- Mais, leurs points faibles sont dans l'étanchéité des joints.

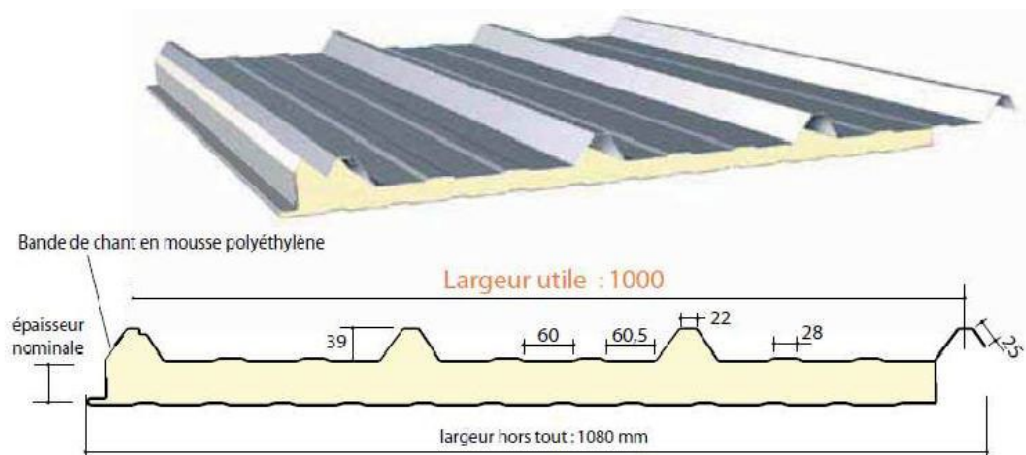


Figure I-2 Panneau sandwich

I.6.4 Les poteaux

Les poteaux sont des profile métallique avec une section constante.

I.6.5 Les pannes

Les pannes sont des profils métalliques avec une section constante.

I.6.6 Les contreventements

Les pales de stabilité, assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dues au séisme et au vent en le transmettant aux fondations.

I.7 Présentation schématique

On donne une présentation schématique en phase de conception, les plans de projet sont donnés en annexe :

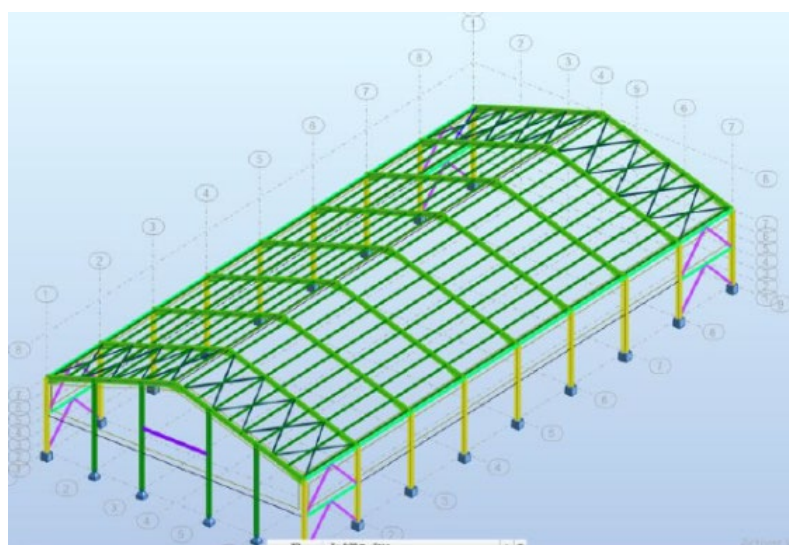


Figure I-3 Vue en perspective de l'ossature

Chapitre II :

Etude Climatique



II. Etude climatique

II.1 Introduction

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

Pour cela on procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent. La sollicitation due aux effets climatiques peut s'avérer plus défavorable que le séisme. Le règlement utilisé est le **RNV A2013 (RNV)**.

II.2 Action de neige

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

La charge caractéristique de neige S (kN/m^2) par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad kN/m^2$$

D'où:

S_k : Valeur de la charge de neige sur le sol.

μ : coefficient d'ajustement des charges.

II.2.1 Calcul de la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol S_k définie par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré. D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Tiaret est située en **zone C**.

$$S_k = \frac{0.0325 \times H}{100}$$

H : l'altitude géographique.

Pour notre site $H = 9.63 \text{ m}$, donc on a :

$$\rightarrow S = 0.31 \text{ kN/m}^2$$

II.3 Action au vent

L'effet du vent sur une structure métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différents actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément aux règles neige et vent **RNVA 2013**.

Les de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région
- Du site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- De la rigidité de la construction

II.4 Paramètres ou coefficients de calcul

II.4.1 Effet de la région

Notre projet est situé à Tiaret qui est classée en zone III selon le [RNV A2013, Annexe 1] d'où la pression dynamique de référence pour les structures permanentes est : (voir données du Chapitre 2 : bases de calcul. Partie 2.3.1 - page 50 de RNV).

$$\rightarrow q_{ref} = 500 \text{ N/m}^2$$

II.4.2 Effet de site

La structure sera implantée dans une zone suburbaine donc d'après le [RNV A2013, Tableau 2.4], il s'agit de la catégorie III, (Voir Chapitre 2 partie 2.4.3 - page 53) d'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0.215$.
- Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0.3 \text{ m}$.
- La hauteur minimale $Z_{min} = 5 \text{ m}$.
- Le coefficient $\xi = 0.61$.

II.4.3 Coefficient de topographie

Le site où se situe le présent projet est plat, d'après le [RNV 2013 partie 2.4.5] :

$$\rightarrow C_t(z) = 1 \quad (\text{Voir Chapitre 2 page 54 de RNV})$$

II.4.4 Coefficient dynamique

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

Notre structure a une hauteur de 9.63 m , selon [RNV 2013 Paragraphe 3.2 du Chap. 3]. Une valeur conservative peut être attribuée pour les bâtiments dont la hauteur est inférieure à 15 m , donc leur coefficient dynamique est égal à : (Voir Chapitre 3 page 62 de RNV)

$$\rightarrow C_d = 1$$

II.4.5 Coefficient d'exposition

Le coefficient d'exposition dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité, coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

D'après [RNV 2013, Tableau 2.4], il s'agit de la catégorie III d'où : (voir Chapitre 2 page 53 de RNV).

- Facteur de terrain défini précédemment, vaut : $K_T = 0.215$.
- Paramètre de rugosité défini précédemment, vaut : $Z_0 = 0.3 \text{ m}$.
- Hauteur minimale définie précédemment, vaut : $Z_{\min} = 5 \text{ m}$.

Le coefficient $C_e(z)$ est donné par la formule suivant :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)}\right)$$

II.4.6 Coefficient de la rugosité C_r

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne au vent. Il est donné par la [formule 2.3 de RNV A2013 du ch. 2] : (Voir Chapitre 2 page 53 de RNV)

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

D'ou :

Z : hauteur considérée (au centre des surfaces).

Dans notre cas $Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$,

Tel que : $Z_0 = 0.3 \text{ m}$, $Z_{\min} = 5 \text{ m}$.

$Z = 6.00 \text{ m}$ dans la toiture

et $Z = 9.63 \text{ m}$ dans les parois verticales.

➤ Dans la toiture :

$$Z = 9.63 \text{ m} \rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} \leq Z = 9.63 \text{ m} \leq 200 \text{ m}.$$

$$\text{Donc: } C_r(z = 9.63 \text{ m}) = K_T \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{9.63}{0.3}\right) = 0.745$$

$$\rightarrow C_r(9.63) = 0.745$$

➤ Dans la paroi verticale:

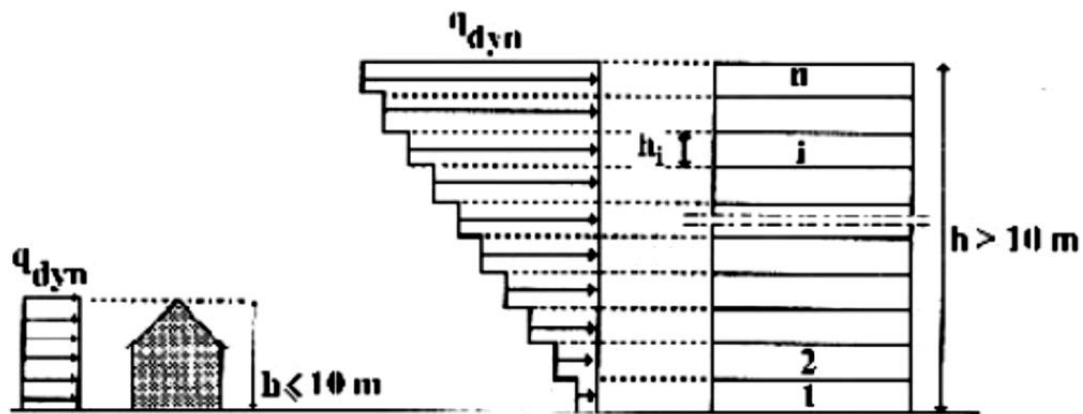
$$Z = 6.00 \text{ m} \rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} \leq Z = 6.00 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } C_r(Z = 6.00 \text{ m}) = K_T \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{6}{0.3}\right) = 0.644$$

$$\rightarrow C_r(6.00) = 0.644$$

II.4.7 Pression dynamique $Q_{\text{dyn}}(Z_j)$

La répartition de la pression dynamique selon les RVNA. La structure est de hauteur inférieure à 10 m, donc il n'y a pas eu lieu de subdivision et elle est permanente (la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans).

Figure II-1. Cas de subdivision de la répartition de q_{dyn}

Donc on utilise la formule suivante :

- Dans la toiture

$$C_e(9.63) = (1)2 \times (0.745)^2 \times \left[1 + \frac{6 \times 0.215}{0.745 \times 1} \right]$$

$$\rightarrow C_e(z) = 1.516$$

- Dans la paroi verticale

$$C_e(6) = (1)2 \times (0.644)^2 \times \left[1 + \frac{6 \times 0.215}{0.644 \times 1} \right]$$

$$\rightarrow C_e(z) = 1.245$$

Tableau II-1 Les valeurs de C_r et C_e

	Z(m)	C_r	C_e
Parois verticales	6.00	0.644	1.245
Toiture	9.63	0.745	1.516

- Dans la toiture:

$$q_{dyn}(z) = 500 \times 1.516 = 758 \text{ N/m}^2$$

$$\rightarrow q_{dyn}(z) = 758 \text{ N/m}^2$$

- Dans la paroi verticale:

$$q_{dyn}(z) = 500 \times 1.245 = 622.5 \text{ N/m}^2$$

$$\rightarrow q_{dyn}(z) = 622.5 \text{ N/m}^2$$

Les valeurs de coefficient d'exposition et de la pression dynamique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau II-2 Valeurs de C_e et q_{dyn} .

	Z(m)	C_e	q_{dyn} (N/m ²)
Parois verticales	6	1.245	622.5
Toiture	9.63	1.516	758

Pour la répartition de la pression dynamique, voir la figure suivante :

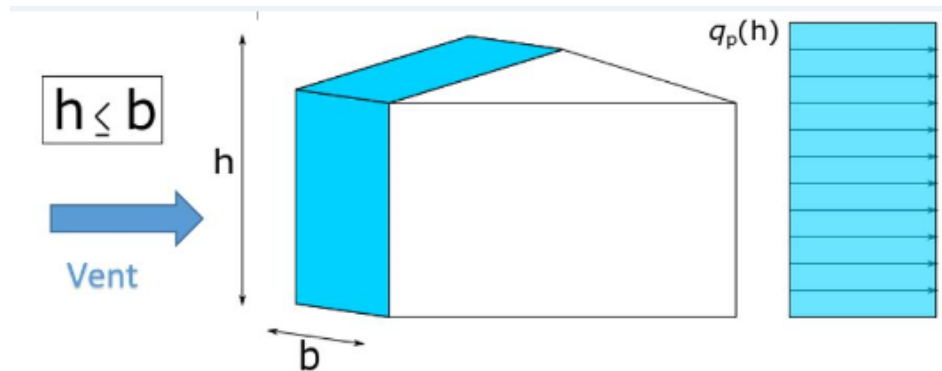


Figure II-2. Répartition de la pression dynamique

II.5 Détermination de la pression nette $W(z_j)$

Dans notre structure on a une face de la paroi qui est intérieure à la construction et l'autre face qui est extérieure, donc on utilise la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

d'où :

$W(z_j)$: est la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure.

C_d : est le coefficient dynamique de la construction.

II.5.1 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}

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

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

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

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad S \geq 10 \text{ m}^2$$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

I.1.1.4 Vent perpendiculaire au long pan

I.1.1.4.1 Parois verticales

Pour cette direction du vent (RNV A2013, Chapitre 5 Paragraphe 5.1.2 p80), on a :

$$b = 48 \text{ m}; \quad d = 23 \text{ m}; \quad h = 6 \text{ m}$$

$$e = \min [b, 2h] = 12 \text{ m} \rightarrow e = 12 \text{ m}$$

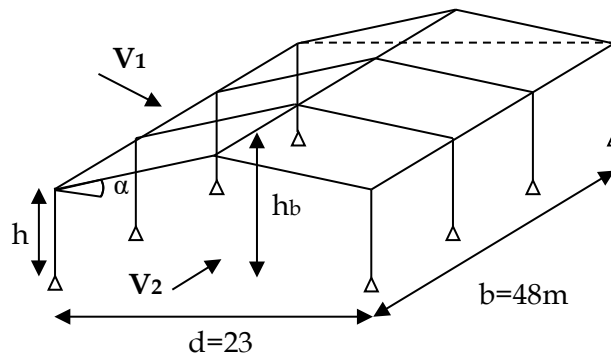


Figure II-3. Sens du vent V1 et V2.

$e < d$: selon le règlement Algérien neige et vent la structure doit être devisé de la manière suivante :

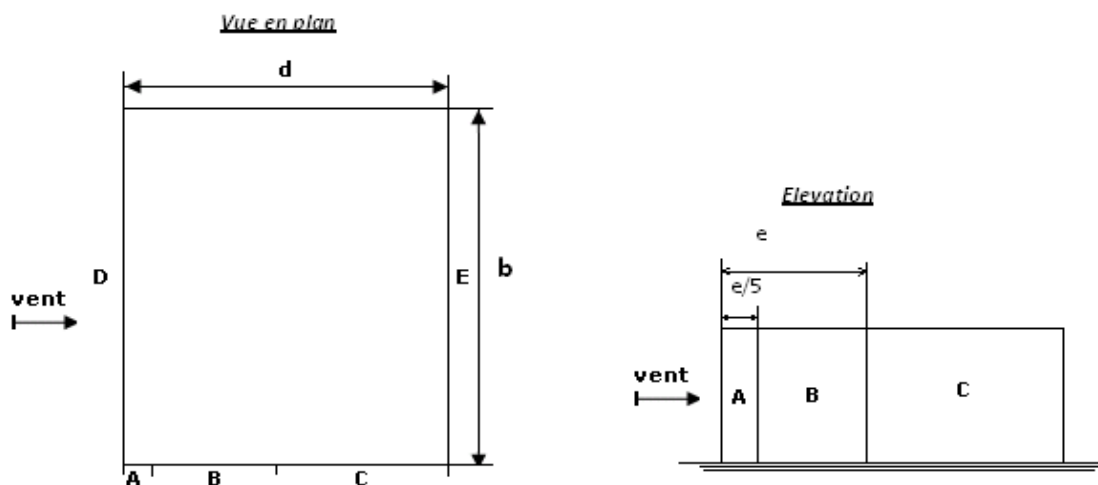


Figure II-4 Légende pour les parois verticales cas de vent v_1

Tel que :

$$A = e/5 = 12/5 = 2.40 \text{ m}$$

$$A+B=e \rightarrow B=e-A=12-2.40=9.60 \text{ m}$$

$$C=d-e=23-9.60=13.40 \text{ m}$$

$$\text{et } D=E=48 \text{ m}$$

➤ Détermination des surfaces

$$S_A = 6.00 \times 2.40 = 14.40 m^2 \quad \rightarrow S_A > 10 m^2$$

$$S_B = 6.00 \times 9.60 = 57.60 m^2 \quad \rightarrow S_B > 10 m^2$$

$$S_C = 6.00 \times 13.40 = 80.40 m^2 \quad \rightarrow S_C > 10 m^2$$

$$S_D = S_E = 6.00 \times 48 = 288 m^2 \quad \rightarrow S_{D,E} > 10 m^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à **10 m²** donc la formule correspond à :

$$\rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

Les zones de pression, les surfaces des parois et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur ce tableau (RNV A2013, tableau 5 .1): page 81

Tableau II-3. Coefficient Cpe correspondant à chaque zone de parois vertical.

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m2)	14.40	86.40	51.60	288	288
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

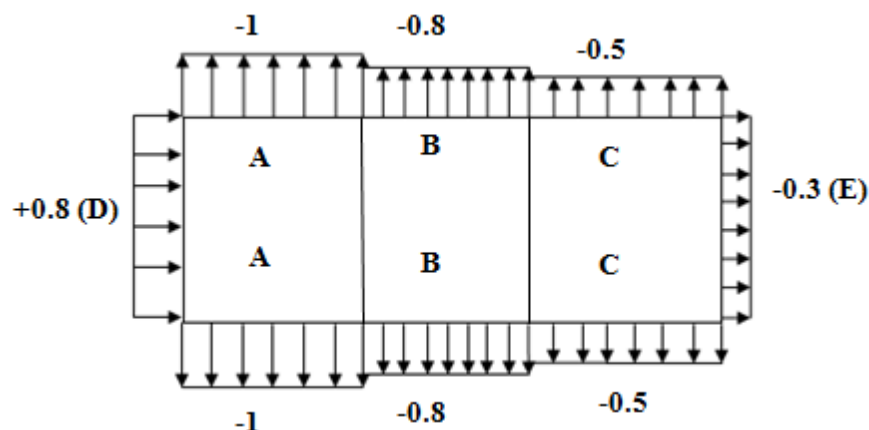


Figure II-5 Légende pour les parois verticales

I.1.1.4.2 Toiture

Notre structure a une toiture à deux versant dont l'angle $\alpha = 17.51^\circ$, pour la détermination de coefficient de pression on se réfère à la figure du RNV A2013, Paragraphe 5.1.3. Pour cette direction du vent on a :

$$B = 48 \text{ m} ; h = 9.63 \text{ m} ; d = 23 \text{ m}$$

$$\text{Et : } e = \min [b, 2h] = 19.26 \text{ m} \rightarrow e = 19.26 \text{ m.}$$

$$S_F = e/4 \times e/10 = (19.26)^2/40 = 9.27 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_F < 10 \text{ m}^2$$

$$S_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (48 - 2 \times 19.26/4) \times 48/10 = 184.176 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_G > 10 \text{ m}^2$$

$$S_J = b \times e/10 = 48 \times 19.26/10 = 92.44 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_J > 10 \text{ m}^2$$

$$S_H = S_I = 459.552 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_H > 10 \text{ m}^2 ; \rightarrow S_I > 10 \text{ m}^2$$

Tableau II-4. Calcul des surfaces exposées aux vent.

Zone	F		F		G		H		J		I	
Dimensions	e/4	e/10	e/4	e/10	d - 2e/4	e/4	d/2 - e/10	b	e/10	b	d/2 - e/10	b
Géométriques (m)	4.815	1.926	4.815	1.926	38.37	4.815	9.574	48	1.926	48	9.578	48
Surfaces (m2)	9.273		9.273		184.176		459.552		92.448		459.552	

Donc toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 , la formule est : $C_{pe} = C_{pe10}$.

Les surfaces S_F sont inférieures à 10 m^2 , la formule est :

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \cdot \log_{10}(S)$$

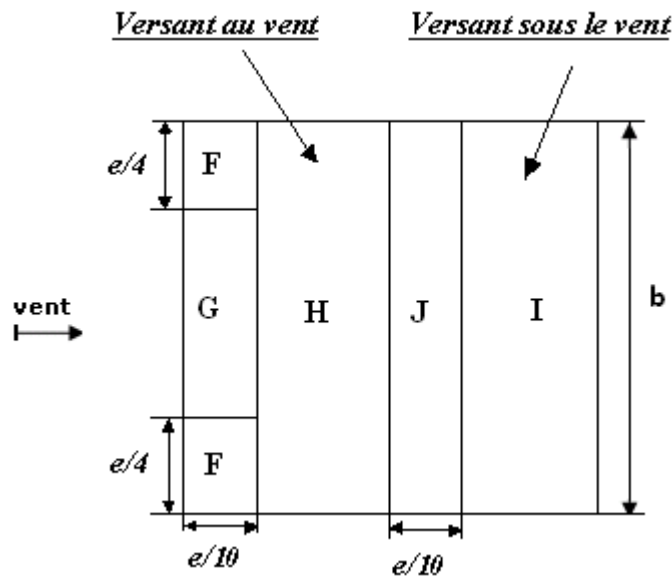


Figure II-6 Légende pour les toitures.

Interpolation linéaire :

Le Tab. 5.4 du RNVA2013, les valeurs de C_{pe} s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes à $\alpha = 30^\circ$.

L'interpolation linéaire se fait entre valeurs de même signe :

$$C_{pe}(17.51^\circ) = C_{pe}(15^\circ) + \frac{C_{pe}(30^\circ) - C_{pe}(15^\circ)}{(30^\circ - 15^\circ)} \times (17.51^\circ - 15^\circ)$$

Les valeurs de pression C_{pe} dans le tableau suivant.

Tableau II-5 Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

Pente α	F			G	H	I	J
	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
15°	-0.9	-0.2	-0.936	-0.8	-0.3	-0.4	-1
17.51°	-0.833	-0.417	-0.868	-0.750	-0.333	-0.4	-1.3660
30°	-0.5	-1.5	-0.532	-0.5 ²	-0.5	-0.4	-0.5

I.1.1.4.3 Vent perpendiculaire au pignon

Vent perpendiculaire au pignon

➤ Parois verticales

Pour cette direction du vent on a : $b = 23 \text{ m}$, $d = 48 \text{ m}$, $h = 9.63 \text{ m}$ et $e = 19.26 \text{ m}$.

Et on a : $d > e$.

Donc on utilise la légende de Fig. II-4 :

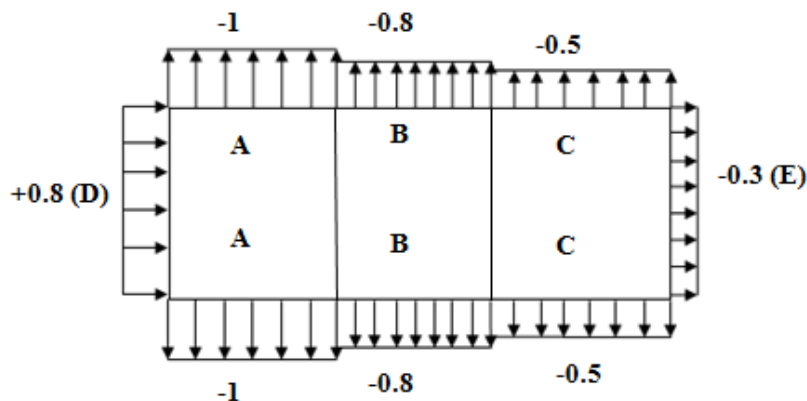


Figure II-7 Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.

Détermination des surfaces

$$S_A = 6.00 \times 2.40 = 14.40 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_A > 10 \text{ m}^2$$

$$S_B = 6.00 \times 9.60 = 57.60 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_B > 10 \text{ m}^2$$

$$S_C = 6.00 \times 13.40 = 80.40 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_C > 10 \text{ m}^2$$

$$S_D = S_E = 6.00 \times 48 = 288 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_{D,E} > 10 \text{ m}^2$$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc la formule est :

$$C_{pe} = C_{pe10}$$

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II-6 C_{pe} pour les parois verticales.

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m ²)	14.40	57.60	80.40	288	288
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

➤ Toiture

Pour cette direction du vent on a : $b = 23\text{m}$; $h = 9.63\text{m}$ et $e = 19.26\text{ m}$.

Donc on utilise la légende suivante : [R.N.V.A2013 p86]

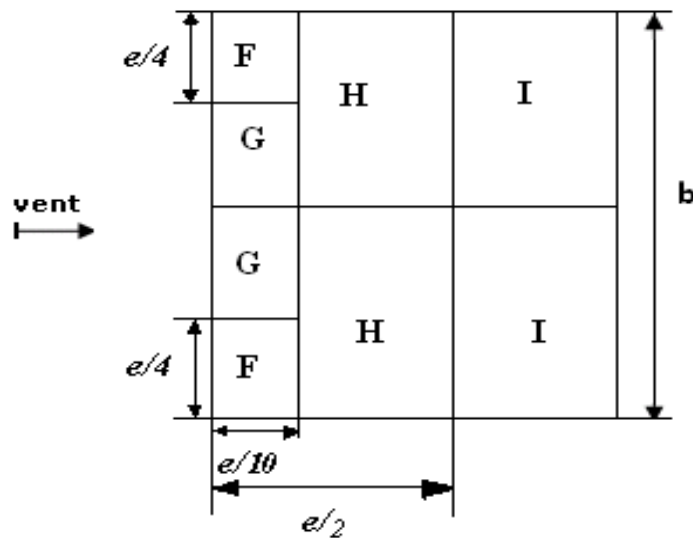


Figure II-8 Légende pour les toitures.

- Détermination des surfaces

$$S_F = e/4 \times e/10 = (19.26)^2/40 = 9.273\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_F < 10\text{ m}^2$$

$$S_G = [(b - 2 \times e/4)/2] \times e/10 = [(23 - 2 \times 19.26/4)/2] \times 23/10 = 15.375\text{ m}^2$$

$$\rightarrow \quad S_G > 10\text{ m}^2$$

$$S_H = S_I = (b/2) \times (e/2 - e/10) = 88.596\text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad S_H > 10\text{ m}^2$$

Les surfaces S_G , S_H sont supérieures à 10m^2 , la formule est :
 $C_{pe} = C_{pe10}$

Les surfaces S_F sont inférieures à 10m^2 , la formule est :
 $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \cdot \log_{10}(S)$

Mais dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 17.51^\circ$, donc, les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau II-7 C_{pe} pour la toiture.

Pente α	F			G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	C_{pe}	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
15°	-1.3	-2	-1.32	-1.3	-0.6	-0.5
17.51°	-1.2665	-1.9163	-1.2848	-1.3167	-0.6334	-0.5
30°	-1.1	-1.5	-1.11	-1.4	-0.8	-0.5

➤ Détermination coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression C_{pi} est on fonction de l'indice de perméabilité μ_p qu'il est défini comme suit :

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

Notre hangar possède :

- 4 Série de fenêtres de dimension (2.40×1.20) dans pignon 1.
- Porte de dimension (5.40×5.70) dans pignon 1.
- 6 Série de fenêtres de dimension (2.40 ×1.20) dans pignon 2.
- Porte de dimension (1.00 ×2.20) dans pignon 2.
- Porte de dimension (5.00×5.80) dans pignon 3.

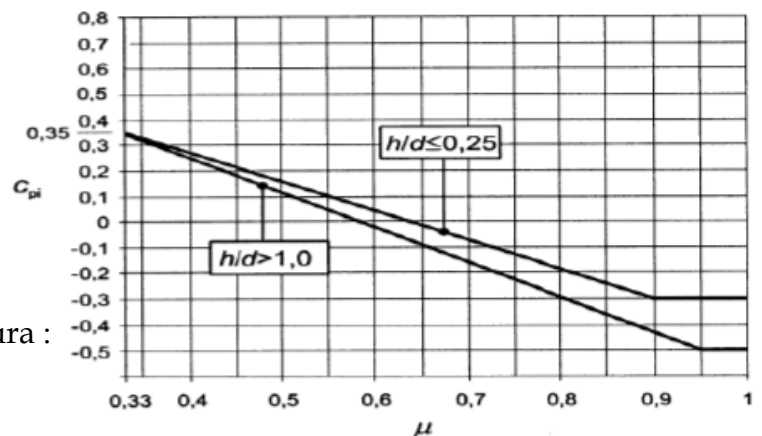
On a : $h = 9,63 \text{ m}$, $d = 23 \text{ m}$.

$$\rightarrow \mu_p = 0.30$$

Et le rapport $(h/d)=0.42$

D'après la figure 5.14 (RNV), on aura :

$$\rightarrow C_{pi} = 0.35$$



Et dans notre cas on a une structure symétrique au deux coté (long pan et pignon).

1^{er} cas Toutes les ouvertures sont fermées :

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 0.30$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieure C_{pi} à l'aide de la Fig. II.6 :

Figure II-9 C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures.

Et le C_{pi} dans ce cas est : $\mu_p = 0.30 \rightarrow C_{pi} = +0.35$

➤ Détermination de la pression du vent q_j :

$$q_j = C_d \times W(z_j) = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

✓ Parois verticales

On résume les résultats dans le tableau suivant

Tableau II-8. Valeurs de la pression correspond à chaque zone de paroi vertical avec $C_{pi} = +0.35$

Zones	Cd	qdyn (N/m2)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	qj (N/m2)
D	1	622.5	-1	+0,35	-1,35	-840,375
A	1		-0.8	+0,35	-1,15	-715,875
B	1		-0.5	+0,35	-0,85	-529,125
C	1		0.8	+0,35	0,45	280,125
E	1		-0.3	+0,35	-0,65	-404,625

✓ Résultats de Toitures

Tableau II-9 Valeurs de pression correspondant à chaque zones de la toiture avec $C_{pi} = +0.35$

Zones	Cd	qdyn (N/m2)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	qj (N/m2)
F	1	758	-0.8330	+0,35	-1,183	-1237.814
G	1		-0.7498	+0,35	-1,0998	-1174.748
H	1		-0.2832	+0,35	-0,6332	-821.065
I	1		-0.4	+0,35	-0,75	-909.6
J	1		-1.3660	+0,35	-1,716	-1300.955

2^{ème} cas un seul côté ouvert et l'autre fermée :

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_p = \frac{40.42+19.48}{40.02+19.48+29} = 0.64$$

On a : $h/d = 9.63/48 = 0.20$

Par interpolation linéaire on prend $C_{pi} = -0.15$

Et à l'aide de la **Fig. II.7**, on peut déterminer le coefficient C_{pi} est :

$$\rightarrow C_{pi} = -0.15$$

➤ Détermination de la pression du vent q_j

✓ Résultats de la Paroi verticale

Tableau II-10. Les pressions q_j dans la paroi verticale.

Zones	Cd	qdyn (N/m2)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	qj (N/m2)
A	1	622.5	-1	-0.15	-0,85	-529,125
B	1		-0.8	-0.15	-0,65	-404,625
C	1		-0.5	-0.15	-0,35	-217,875
D	1		0.8	-0.15	0,95	591,375
E	1		-0.3	-0.15	-0,15	-93,375

✓ Résultats de Toiture

Tableau II-11. Les pressions q_j dans la toiture.

Zones	Cd	qdyn (N/m2)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	qj (N/m2)
F	1	758	-1,0241	-0.15	-0,8741	-662,5678
G	1		-0,7514	-0.15	-0,6014	-455,8612
H	1		-0,2871	-0.15	-0,1371	-103,9218
I	1		-0,4013	-0.15	-0,2513	-190,4854
J	1		-1,3751	-0.15	-1,2251	-928,6258

• Du côté de pignon :

On à 2 cas :

1^{ier} cas Toutes les ouvertures sont fermées :

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 0.30$

Et à l'aide de la Fig. II.7, on peut déterminer le coefficient C_{pi} est : $C_{pi} = 0.35$

➤ Détermination de la pression du vent q_j

✓ Résultats des Parois verticales

Tableau II-12 Les pressions q_j dans la paroi verticale.

Zones	Cd	qdyn (N/m2)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	qj (N/m2)
A	1	622.5	-1	+0,35	-1,35	-840,375
B	1		-0.8	+0,35	-1,15	-715,875
C	1		-0.5	+0,35	-0,85	-529,125
D	1		0.8	+0,35	0,45	280,125
E	1		-0.3	+0,35	-0,65	-404,625

✓ Résultats de Toiture

Tableau II-13 Les pressions q_j dans la toiture.

Zones	Cd	qdyn (N/m2)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	qj (N/m2)
-2.4963	1	758	-1,2665	0,35	-1,15	-715,875
G	1		-1,3167	0,35	-0,85	-529,125
H	1		-0,6334	0,35	0,45	280,125
I	1		-0,5	0,35	-0,65	-404,625

2^{ème} cas un deux côtés ouverts :

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 0.54$

Et à l'aide de la Fig. II.7, on peut déterminer le coefficient C_{pi} est : $C_{pi} = 0.08$

➤ Détermination de la pression du vent q_j

✓ Résultats de Paroi verticale

Tableau II-14 Les pressions q_j dans la paroi verticale.

Zones	Cd	qdyn (N/m2)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	q_j (N/m2)
A	1	622.5	-1	0,08	-1,08	-672,3
B	1		-0.8	0,08	-0,88	-547,8
C	1		-0.5	0,08	-0,58	-361,05
D	1		0.8	0,08	0,72	448,2
E	1		-0.3	0,08	-0,38	-236,55

✓ Résultats de Toiture

Tableau II-15 Les pressions q_j dans la toiture.

Zones	Cd	qdyn (N/m2)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	q_j (N/m2)
F	1	758	-1,2665	0,08	-1,3465	-1020,647
G	1		-1,3167	0,08	-1,3967	-1058,6986
H	1		-0,6334	0,08	-0,7134	-540,7572
I	1		-0,5	0,08	-0,58	-439,64

II.6 Neige sur la toiture

Dans notre projet on a une toiture à deux versants avec une faible pente et qui est la même dans les deux côtés, on a :

L'angle de versant $\alpha = 17.51^\circ$: $0 \leq 17.51^\circ \leq 30^\circ$

Donc le coefficient de forme :

$$\rightarrow \mu = 0.35$$

Alors la charge de neige est : $S = 0.8 \times 0.31 = 0.248 \text{ kN/m}^2$.

$$\rightarrow S = 24.8 \text{ daN/m}^2.$$

II.7 Conclusion

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

Chapitre III:

Etude des éléments

Secondaires



III. Etude des éléments secondaires

III.1 Calcul des pannes

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.1.1 Principe de calcul

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

On prend la combinaison la plus défavorable.

III.1.2 Données de calcul

Dans notre structure on a un seul type de pannes à étudier :

- pannes de 6m de portée réalisée en profilé (I)
- L'espacement entre les pannes est de 1.42m.
- Toiture à traverse avec une pente de calcul de 17.51°
- Les pannes sont en acier S235, ($f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$, $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$).

III.1.3 Evaluation des charges

Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section de profilé :

III.1.3.1 Surcharge climatique due au vent (soulèvement)

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale perpendiculaire au versant (Tableau II-8) et dont $C_{pi} = +0.35$ chargée en zone J :

$$q_j = -1300.955 \text{ N/m}^2 \text{ (vent de soulèvement)}$$

$$W_s = q_j \times e = -1300.955 \times 1.42 = -1847.356 \text{ N/m}$$

$$\rightarrow W_s = -184.73 \text{ daN/m}$$

Avec e : espacement entre les pannes

$$e = 1.42 \text{ m}$$

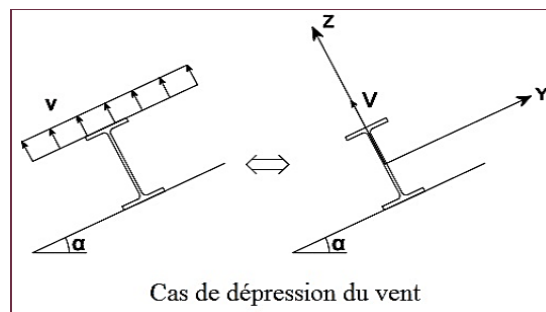


Figure III-1 Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.

III.1.4 Surcharge de la neige (S)

Charge de la neige : $S = 24.8 \text{ daN/m}^2$ (S : projection verticale)

$S \times \cos \alpha$: projection suivant rampant.

D'où, on fait la projection sur la toiture (Fig. III.2):

➤ Neige normale :

$$Se = S \times \cos \alpha = 24.8 \times \cos 17.51^\circ = 23.650 \quad \rightarrow Se = 23.650 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Neige extrême :

$$Sn = (S \times \cos \alpha) \times e = 23.650 \times 1.42 = 33.583 \quad \rightarrow Sn = 33.583 \text{ daN/m}^2.$$

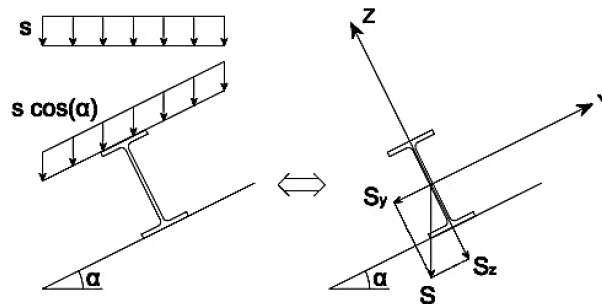


Figure III-2 Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.

III.1.5 Surcharge d'entretien (P):

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

La charge uniformément répartie Peq due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à Peq et aux charges ponctuelles P , (Fig. III.3) :

$$M_{max} = P \times \frac{l}{3} = peq \times \frac{l^2}{8}$$

$$Peq = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6} = 44.44 \text{ daN/m}$$

$$M_{max} = Peq \times \frac{l^2}{8} = 44.44 \times \frac{6^2}{8} = 200 \text{ daN/m}$$

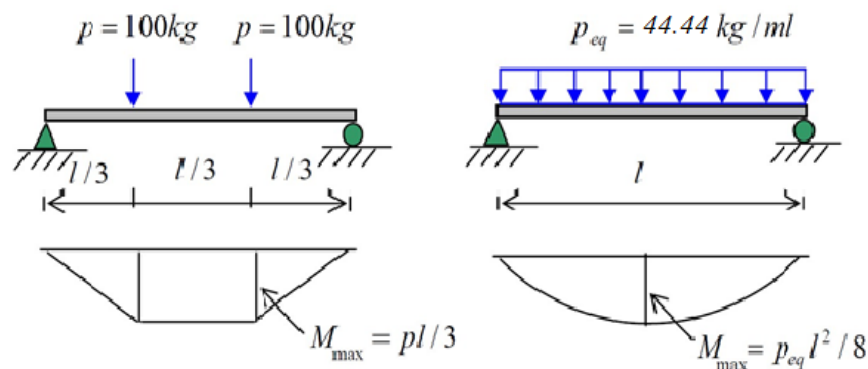


Figure III-3 Schéma statique de la poutre équivalente.

III.1.6 Les charges permanentes (sauf P_{Profile})

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....14 daN/m².
- Poids propre d'accessoires d'attache 8 daN/m².
- Poids propre de la panne estimé (IPE120) 10.4 kg/m.

$$G_p = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times (e)] + P_{\text{panne}}$$

$$G_p = [(14 + 8) \times (1.42)] + 10.4 = 0.4164 \text{ daN/m}.$$

III.1.7 Combinaison des charges les plus défavorables :

- Les charges et surcharges appliquée :

$$G = 41.64 \text{ daN/m} = 0.4164 \text{ kN/m}.$$

$$P = 44.44 \text{ daN/m} = 0.444 \text{ kN/m}.$$

$$W = -184.73 \text{ daN/m} = -1.847 \text{ kN/m}.$$

$$S = 33.16 \text{ daN/m} = 0.3316 \text{ kN/m}.$$

I.1.1.5 Décompositions des charges :

On prend les combinaisons les plus défavorables :

➤ Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{ZZ} = G \cos \alpha = 0.4164 \times \cos 17.51^\circ = 0.39 \text{ kN/m}.$$

$$P_{ZZ} = P \cos \alpha = 0.444 \times \cos 17.51^\circ = 0.423 \text{ kN/m}.$$

$$W_{ZZ} = W = -1.847 \text{ kN/m}.$$

$$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0.3316 \times \cos 17.51^\circ = 0.3162 \text{ kN/m}.$$

➤ Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{YY} = G \sin \alpha = 0.4164 \times \sin 17.51^\circ = 0.125 \text{ kN/m}.$$

$$P_{YY} = P \sin \alpha = 0.444 \times \sin 17.51^\circ = 0.133 \text{ kN/m}.$$

$$W_{YY} = 0 \text{ kN/m}.$$

$$S_{YY} = S \sin \alpha = 0.3316 \times \sin 17.51^\circ = 0.099 \text{ kN/m}.$$

III.1.8 Combinaison des charges :**➤ l'E.L.U**

- Axe y-y :

$$1.35 G_{yy} + 1.5 W_{s,yy} = (1.35 \times 0.125) + 0 = 0.168 \text{ kN/m}.$$

$$1.35 G_{yy} + 1.5 S_{n,yy} = (1.35 \times 0.125) + (1.5 \times 0.099) = 0.317 \text{ kN/m}.$$

$$1.35 G_{yy} + 1.5 P_{n, yy} = (1.35 \times 0.125) + (1.5 \times 0.133) = 0.368 \text{ kN/m.}$$

► La plus défavorable est : $T_u = 0.368 \text{ kN/m.}$

❖ Axe z-z :

$$G_{zz} + 1.5 W_{s, zz} = 0.39 + (1.5 \times -1.846) = -2.379 \text{ kN/m.}$$

$$1.35 G_{zz} + 1.5 S_{n, zz} = (1.35 \times 0.39) + (1.5 \times 0.3162) = 1.00 \text{ kN/m.}$$

$$1.35 G_{zz} + 1.5 P_{n, zz} = (1.35 \times 0.39) + (1.5 \times 0.423) = 1.161 \text{ kN/m.}$$

► La plus défavorable est : $F_u = -2.379 \text{ kN/m.}$

➤ I'E.L.S

❖ Axe y-y :

$$G_{yy} + W_{s, yy} = 0.125 + 0 = 0.125 \text{ kN/m.}$$

$$G_{yy} + S_{yy} = 0.125 + 0.099 = 0.224 \text{ kN/m.}$$

$$G_{yy} + P_{n, yy} = 0.125 + 0.133 = 0.258 \text{ kN/m.}$$

► La plus défavorable est : $T_s = 0.258 \text{ kN/m.}$

❖ Axe z-z :

$$G_{zz} + W_s = 0.39 - 1.847 = -1.457 \text{ kN/m.}$$

$$G_{zz} + S_{n, zz} = 0.39 + 0.268 = 0.658 \text{ kN/m.}$$

$$G_{zz} + P_{n, zz} = 0.39 + 0.423 = 0.81 \text{ kN/m.}$$

► La plus défavorable est : $F_s = -1.457 \text{ kN/m}$

III.1.9 Principe de pré dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

III.1.10 Vérification de la flèche (ELS)

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $F \leq F_{adm.}$

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

$$f_z = \frac{5.F.l^4}{384.E.I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times F \times l^3}{384.E} = \frac{1000 \times 1.387 \times 600^3}{384 \times 21000} = 371.517 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 371.517 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un IPE140

Ces caractéristiques sont :

	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
Profil	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	12.9	16.4	140	73	6.9	4.7	112.2	541.2	44.92	88.34	19.25	5.74	1.65

Poids propre réel :

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times e + P_{\text{panne}}$$

$$G = (14 + 8) \times 1.42 + 12.9 = 0.441 \text{ kN/m}$$

$$G = 0.441 \text{ kN/m}$$

$$G_z = 0.441 \times \cos 17.51^\circ = 0.420 \text{ kN/m}$$

$$G_y = 0.441 \times \sin 17.51^\circ = 0.132 \text{ kN/m}$$

Les combinaisons les plus défavorables :

A L'ELU:

$$G_p = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times (e)] + P_{\text{panne}}$$

$$G_p = [(14 + 8) \times (1.42)] + 12.9 = 0.4414 \text{ daN/m.}$$

❖ Axe y-y :

$$G_{yy} + W_{s,yy} = 0.125 + 0 = 0.125 \text{ kN/m.}$$

$$G_{yy} + S_{yy} = 0.125 + 0.316 = 0.039 \text{ kN/m.}$$

$$G_{yy} + P_{n,yy} = 0.125 + 0.133 = 0.258 \text{ kN/m.}$$

$$\rightarrow T_u = 0.377 \text{ kN/m.}$$

$$\rightarrow F_u = -2.350 \text{ kN/m.}$$

A L'ELS:

$$\rightarrow T_s = 0.265 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow F_s = -1.427 \text{ kN/m.}$$

III.1.11 Vérification de la flexion biaxiale (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC03Art 5.4.8.1]

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,yRd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,zRd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 1$ pour les profilés laminés à chaud en I.

Moment de calcul par rapport à y-y, (Fig. III-4 gauche) :

$$M_{y,Sd} = \frac{F_u \times (l)^2}{8} = \frac{-2.350 \times (6)^2}{8} = -10.575 \text{ KN.m (Due au soulèvement du vent)}$$

$$\rightarrow M_{y,Sd} = -10.575 \text{ kN.m}$$

Et Moment de calcul par rapport à z-z, (Fig. III.4 droite) sans appui intermédiaire :

$$M_{z,Sd} = \frac{T_u \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.377 \times (6/2)^2}{8} = 0.424 \text{ kN.m (liernes non considérées)}.$$

$$\rightarrow M_{z,Sd} = 0.424 \text{ kN.m}$$

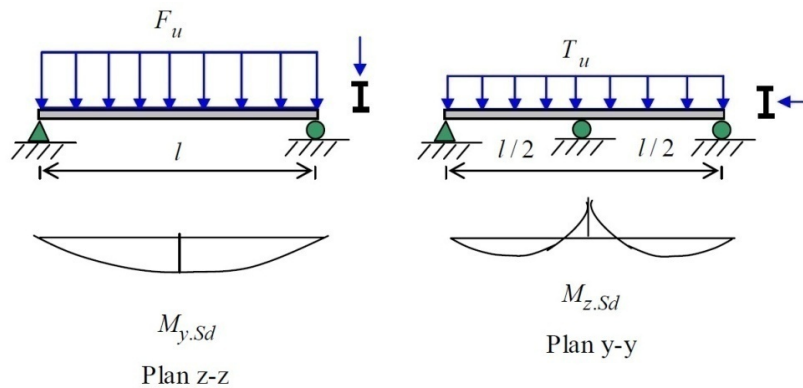


Figure III-4 Flexion biaxiale des pannes en présence de liernes.

Et pour déterminer γ_{M0} on doit déterminer la classe du profilé.

I.1.1.6 Détermination de la classe de profile

$$\hat{Ame} : \frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \leq 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \hat{Ame} \text{ de classe 1}$$

$$Et : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$Semelle : \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6.9} = 5.28 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section est de **classe 1** $\rightarrow \gamma_{M0} = 1$

$$M_{pl,yRd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} = 20.759 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,yRd} = 20.759 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,zRd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.25 \times 23.5}{1} = 4.523 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,zRd} = 4.523 \text{ kN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{-10.575}{20.759} \right]^2 + \left[\frac{0.424}{4.523} \right]^1 = 0.353 < 1$$

→ **Donc la condition de flexion biaxiale est vérifiée**

I.1.1.7 Vérification de la flèche (ELS)

$$f_y = \frac{5.T.(\frac{l}{2})^4}{384.E.I_y} = \frac{5 \times 0.265 \times (6/2)^4}{384 \times 21000 \times 44.9} = 0.029 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.029 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

→ **La condition de la flèche f_y est vérifiée.**

$$f_z = \frac{5.F.l^4}{384.E.I_z} = \frac{5 \times 1.427 \times 6^4}{384 \times 21000 \times 541} = 2.119 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.119 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

→ **La condition de la flèche f_z est vérifiée.**

$$f_{max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(0.029)^2 + (2.119)^2} = 2.138 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

→ **Donc la condition de la flèche est vérifiée.**

III.1.12 Vérification au l'effort tranchant (cisaillement)

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{Sd,max} \leq V_{pl,Rd} \dots\dots\dots [EC3 \text{ Art } 5.4.6]$$

$$V_{Sd} = \frac{Tu.l}{2}$$

Avec :

$$\begin{cases} V_{Sd,y} = \frac{T.(l/2)}{2} = \frac{0.265 \times 3}{2} = 0.397 \text{ KN} \\ V_{Sd,z} = \frac{F.l}{2} = \frac{1.427 \times 6}{2} = 4.281 \text{ KN} \end{cases}$$

→ **$V_{Sd,max} = 4.281 \text{ kN}$**

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 1640 - 2 \times 73 \times 6.9 + (4.7 + 2 \times 7) \times 6.9 = 761.63 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_v = 761.63 \text{ mm}^2$$

Avec :

$V_{pl,Rd}$: Effort tranchant résistant de la section.

A_v : Aire de cisaillement.

$$\text{donc } V_{pl,Rd} = 761.63 \times \frac{23,5}{1 \times \sqrt{3}} = 10333.591 \text{ daN}$$

$$\rightarrow V_{pl,Rd} = 103.33 \text{ kN}$$

Donc la condition sera : $V_{Sd, \max} = 4.281 \text{ kN} < V_{pl, Rd} = 103.33 \text{ kN}$

$\rightarrow$ Donc la condition de l'effort tranchant est vérifiée.

III.1.13 Vérification de l'instabilité au déversement

La vérification à faire est :

$$M_{Sd, \max} \leq M_{b, Rd} \dots\dots\dots [EC3 \text{ Art } 5.5.2]$$

$$M_{Sd, \max} = M_{y, Sd} = -10.575 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow q_{\max} = 8 \times (10.575) / (6)^2 = 2.35 \text{ kN/m}$$

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

Avec : $\beta_w=1 \rightarrow$ Section de classe 1

Et : $\gamma_{M1}=1,1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} \quad ; \quad \varphi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} : \text{L'élancement de déversement, } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : le moment critique élastique de déversement. F.2, Art F.1.2 EC03

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{1/2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E$$

$$I_t = 2.45 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_w = 1.98 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

Avec :

- G : module d'élasticité transversale
- $\nu = 0.3$: coefficient de poisson
- $E = 210000 \text{ MPa}$: module d'élasticité longitudinal.
- I_t : moment d'inertie de torsion.
- I_w : moment d'inertie de gauchissement.
- I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec :

$K = 1$ appui simple (Tableau F.1.2 EC03).

$K_w = 1$ (pas d'encastrement aux extrémités).

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$).

$C_1 = 1.132$ $C_2 = 0.459$ $C_3 = 0.525$ (Tableau F.1.2 EC03).

L = longueur de maintien latéral $L = 6 \text{ m}$.

$Z_g = Z_a - Z_s = 7 \text{ cm}$.

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 44.92}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{0.198}{44.92} + \frac{(1 \times 6)^2 \times 0.4 \times 2.45}{3.14^2 \times 44.92} + (0.459 \times (-0.07) - 0)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-0.07) - 0) \right\}$$

$$\rightarrow M_{cr} = 9.471 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 10^{-6} \times 235}{9.471 \times 10^{-3}}} = 1.480$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.480 > 0.4 \text{ Donc il y a risque de déversement}$$

Et $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilés laminés

On tire χ_{LT} à partir du Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$ tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.480$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.480 - 0.2) + 1.480^2] = 1.729$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.729 + (1.729^2 - 1.480^2)^{0.5}}$$

$$M_{y, Sd} = -10.575 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{b, Rd} = 0.338 \times 1 \times \frac{88.34 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 6.378 \text{ kN.m}$$

$$M_{y, Sd} = -10.575 \text{ kN.m} > M_{b, Rd} = 6.378 \text{ kN.m}$$

⇒ Non vérifiée.

L = longueur de maintien latéral = la distance entre le lierne et le portique = $l/2 = 3$ m.

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 44.92}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{0.198}{44.92} + \frac{(3)^2 \times 0.4 \times 2.45}{3.14^2 \times 44.92} + (0.459 \times (-0.07) - 0)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-0.07) - 0) \right\}$$

→ $M_{cr} = 22.386 \text{ kN.m}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 10^{-6} \times 235}{22.38 \times 10^{-3}}} = 1.140$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.140 > 0,4$ Donc il y a risque de déversement

Et $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilés laminés

On tire χ_{LT} à partir du Courbe (a) → χ_{LT} (tableau 5.5.2 de L'EC03) :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.140$$

$$\varphi_{LT} = 1.248$$

$$\chi_{LT} = 0.569$$

$$M_{y, Sd} = -10.575 \text{ kN.m}$$

$$M_{b, Rd} = 0.569 \times 1 \times \frac{88.43 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 10.749 \text{ kN.m}$$

$$M_{y, Sd} = 10.575 \text{ kN.m} > M_{b, Rd} = 10.749 \text{ kN.m}$$

⇒ Non vérifiée.

La condition n'est pas vérifiée donc la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée, on augmente la section de profile à un IPE 160, On aura :

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 68.3}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{0.198}{68.3} + \frac{(1 \times 6)^2 \times 0.4 \times 2.45}{3.14^2 \times 68.3} + (0.459 \times (-0.07) - 0)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-0.07) - 0) \right\}$$

→ $M_{cr} = 11.981 \text{ kN.m}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 10^{-6} \times 235}{11.981 \times 10^{-3}}} = 1.520$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.520 > 0.4$ Donc il y a risque de déversement

Et $\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilés laminés

On tire χ_{LT} à partir du Courbe (a) → χ_{LT} tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.520$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.520 - 0.2) + 1.520^2] = 1.794$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.794 + (1.794^2 - 1.520^2)^{0.5}}$$

$$M_{y, Sd} = -10.575 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{b,Rd} = 0.364 \times 1 \times \frac{123.9 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 9.634 \text{ kN.m}$$

$$M_{y, Sd} = 10.575 \text{ kN.m} > M_{b,Rd} = 9.634 \text{ kN.m}$$

➔ *Donc la condition vérifiée.*

III.2 Calcul des liernes :

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

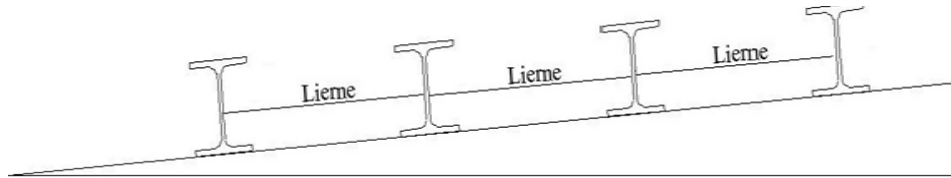


Figure III-5 Coupe transversale des liernes.

III.2.1 Effort de traction

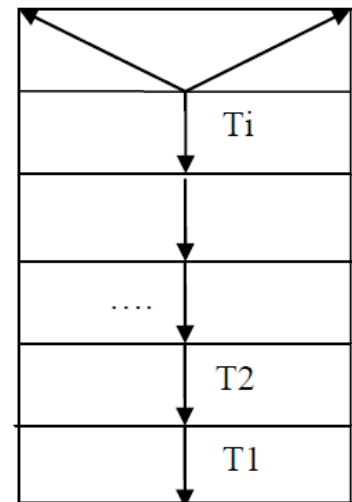
➤ Calcul de la réaction R

On a la charge non pondérée qui est suivant y-y'

$$T_s = 0.265 \text{ kN/m}$$

$$R = 1.25 \frac{T \cdot l}{2} = 1.25 \times \frac{0.265 \times 6}{2} = 0.993 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow R = 0.993 \text{ kN/m}$$



III.2.2 Calcul les Effort de traction Ti

Et pour tous les efforts de traction dans chaque tronçon de lierne Li suivant :

$$\text{Lierne N°1 : } T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0.993}{2} = 0.4965 \text{ kN}$$

$$\text{Lierne N°2 : } T_2 = T_1 + R = 1.4895 \text{ kN}$$

$$\text{Lierne N°3 : } T_3 = T_2 + R = 2.4825 \text{ kN}$$

$$\text{Lierne N°4 : } T_4 = T_3 + R = 3.4755 \text{ kN}$$

$$\text{Lierne N°5 : } T_5 = T_4 + R = 4.4685 \text{ kN}$$

$$\text{Lierne N°6 : } T_6 = T_5 + R = 5.4615 \text{ kN}$$

$$\text{Lierne N°7 : } T_7 = T_6 + R = 6.4545 \text{ kN}$$

$$\text{Lierne N°8 : } T_8 = T_7 + R = 7.4475 \text{ kN}$$

$$\text{Lierne N°9 : } T_9 = T_8 + R = 8.4405 \text{ kN}$$

$$\text{Lierne N°10 : } T_{10} = T_9 + R = 9.4335 \text{ kN}$$

$$\text{Lierne N°11 : } T_{11} = T_{10} + R = 10.4265 \text{ kN}$$

$$\text{Lierne N°12 : } T_{12} = T_{11} + R = 11.4195 \text{ kN}$$

III.2.3 Déterminer de diamètre du rond

$$A \geq \frac{T_{max}}{f_y} = \frac{457.5}{23.5} = 20.23 \text{ mm}^2 \rightarrow A \geq 20.23 \text{ mm}^2$$

$$Et : D \geq \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 20.23}{\pi}} = 5 \text{ mm} \rightarrow D \geq 5 \text{ mm}$$

Donc il faut prendre un rond de **D = 5 mm**.

Les caractéristiques de notre structure étant définies, nous passons dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment.

III.3 Calcul de l'échantignolle

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 due au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

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

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

$$\text{Pour un IPE160} \Rightarrow \begin{cases} b = 8.2 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$8.2 \text{ cm} \leq t \leq 12.3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } t = 11 \text{ cm.}$$

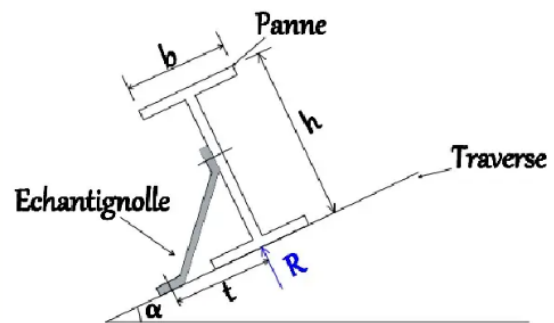


Figure III-6. Échantignolle.

III.3.1 Principe de dimensionnement

Suivant y-y :

$$Q_y = 1.35G \sin 17.51^\circ + 1.5W_s$$

$$Q_y = 1.35(0.432) \sin 17.51^\circ + 1.5(0)$$

$$Q_y = 0.175 \text{ kN/m.}$$

$$Q_z = G \cos 17.51^\circ - 1.5W_s$$

$$Q_z = (0.432) \cos 17.51^\circ - 1.5(1.847)$$

$$Q_z = -2.3585 \text{ kN/m.}$$

$$R_y = 0.375 \times Q_y \frac{L}{2} = 0.375 \times \frac{0.175 \times 6}{2} = 0.196 \text{ kN}$$

$$R_z = Q_z \times \frac{L}{2} = -2.3585 \times \frac{6}{2} = 7.075 \text{ kN}$$

III.3.2 Moment de renversement

$$M_r = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2}$$

$$M_r = 7.075 \times 0.11 + 0.196 \times 0.8 = 0.935 \text{ kN.m}$$

III.3.3 Dimensionnement de l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

M_{pliage} : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

$$M_{\text{pliage}} = \frac{w_{\text{ely}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} > M_r \Rightarrow w_{\text{ely}} \geq \frac{M_r \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

Donc : $w_{\text{ely}} \geq \frac{0.935 \times 1}{23.5} = 3.978 \text{ cm}^3$

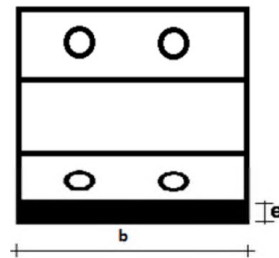


Figure III-7 Dimensions de l'échantignolle

Pour une section rectangulaire :

$$w_{\text{ely}} = \frac{b \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{3.973 \times 6}{200}} = 9.90 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

On adopte pour l'attache des pannes un échantignolle d'épaisseur $e = 10 \text{ mm}$ et de longueur $b = 200 \text{ mm}$ avec des boulons $\varnothing = 8 \text{ mm}$.

III.4 Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE ; UAP) ou des profils minces formés à froid, disposées horizontalement, qui transmettent les efforts due au vent directement aux potelets, et supporte le poids du bardage.

L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible de l'abaque de bardage, pour notre cas on travaille avec des panneaux sandwich.

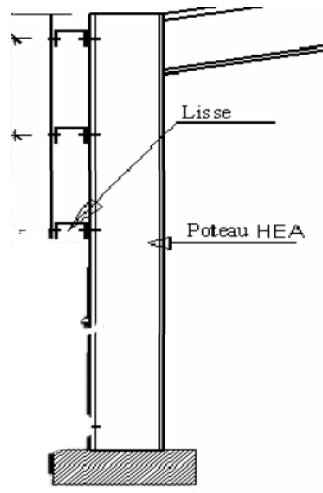


Figure III-8. Coupe transversale de la lisse de bardage.

III.4.1 Détermination des charges et surcharges

a) Les charges permanentes (sauf P_{Profile})

Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... 14 kg /m²

Poids propre d'accessoires d'attache 8 kg / m²

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

e : espacement entre les pannes $e = 1.42 \text{ m}$

$$G = (14 + 8) \times 1.42 = 0.312 \text{ kN/m}$$

b) Surcharge climatique due au vent

On calcul les pannes avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent

$$W_s = -1.1205 \times 1.42 = -1.591 \text{ kN/m}^2$$

➤ Combinaisons d'actions

❖ ELU

$$q_y = 1.35 \times G = 1.35 \times 0.312 = 0.421 \text{ kN/m}$$

$$q_z = 1.5 \times W_s = 1.5 \times (-1.591) = -2.386 \text{ kN/m}$$

❖ ELS

$$q_y = G = 0.312 \text{ kN/m}$$

$$q_z = W_s = -1.591 \text{ kN/m}$$

III.4.2 Prédimensionnement

Le prédimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{W_s \cdot l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3$$

Suivant l'axe z-z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{W_s \cdot l^4}{E} = \frac{5 \times 1.591 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 426.160 \text{ cm}^4$$

On choisit **UPE 140**.

Ses caractéristiques sont :

	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
Profil	P	A	H	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
UPE 140	14.5	18.4	140	65	9.0	5	98	600	78.5	85.6	18.2	5.71	2.07

Le poids propre réel G :

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoire}) \times (e)] + P_{lisse}$$

$$G = [(14 + 8) \times (1.42)] + 14.5 = 45.74 \text{ daN/m}$$

III.5 Dimensionnement des lisses

III.5.1 Les combinaisons de calcul

$$q_y = 1.35 \times G = 1.35 \times 0.457 = 0.617 \text{ kN/m}$$

$$q_z = 1.5 \times W_s = 1.5 \times (-1.591) = -2.386 \text{ kN/m}$$

III.5.2 Détermination des sollicitations

$$M_y = \frac{q_z \cdot (l)^2}{8} = \frac{2.386 \times (6)^2}{8} = 10.737 \text{ kN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{0.617 \times (6)^2}{8} = 2.776 \text{ kN.m}$$

$$\text{UPE 140: } W_{y,pl} = 85.6 \text{ cm}^3, W_{z,pl} = 18.2 \text{ cm}^3$$

III.5.3 Vérification de la résistance des lisses

III.5.3.1 Condition de résistance :

$$\text{La condition à vérifier est : } \left[\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec : $\alpha = 2, \beta = 1$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{85.6 \times 23.5}{1} = 20.11 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{18.2 \times 23.5}{1} = 4.277 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow \text{Sous le vent : } \left[\frac{10.737}{20.11} \right]^2 + \left[\frac{2.776}{4.277} \right]^1 = 0.934 \leq 1 \text{ Vérifiée.}$$

III.5.4 Vérification au cisaillement

$$V_z < V_{pl,z}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f = 1840 - 2 \times 65 \times 9.0 + (5 + 2 \times 12) \times 9 = 931 \text{ mm}^2$$

$$V_z = \frac{q_z \cdot l}{2} = \frac{2.386 \times 6}{2} = 7.158 \text{ kN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{931 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 12.631 \text{ kN}$$

$$V_z = 7.158 \text{ KN} < V_{pl,z} = 12.631 \text{ KN}$$

$\rightarrow$ L'effort tranchant est vérifié.

III.5.5 Vérification au déversement

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.

Sous le vent de dépression

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{2350}{20.7}}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{2350}{20.7}}{\frac{140}{9}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 77.127$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{77.127}{93.9} \right) \times [1]^{0.5} = 0.821$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.821 > 0.4 \rightarrow \text{Il y a risque de déversement}$$

A partir de la courbe de flambement a ; $\alpha = 0.21$ (Tableau 3).

$$\chi_{LT} = 0.768$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.768 \times 1 \times 85.6 \times 23.5}{1.1} = 14.044 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{18.2 \times 23.5}{1.1} = 3.888 \text{ KN.m}$$

La formule de vérification est la suivante : $\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,zRd}} \right] \leq 1$

$$\left[\frac{10.737}{14.044} \right] + \left[\frac{0.746}{9.144} \right] = 0.846 \leq 1 \quad \text{Vérifier.}$$

III.5.6 Vérification à la flèche

a) Vérifier la flèche selon z-z

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{W_s \cdot l^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1.591 \times 600^4 \times 10^{-1}}{600 \times 2.1 \times 10^5} = 1.636 \text{ cm} < \frac{600}{200} = 3 \quad \text{Vérifie.}$$

b) Vérifier la flèche selon y-y

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{G_y \cdot l^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \quad (\text{Sans liernes})$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.617 \times 10^{-1} \times 600^4}{78.5 \times 2.1 \times 10^5} = 6.244 \text{ cm} > 3 \quad \text{Non vérifie.}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{G_y \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \quad (\text{avec des liernes})$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.617 \times 10^{-1} \times 300^4}{78.5 \times 2.1 \times 10^5} = 0.390 \text{ cm} < 1.5 \quad \text{Vérifie.}$$

Conclusion : on choisit pour toutes les lisses un UPE 140.

III.6 Les potelets

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

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

III.6.1 Dimensionnement des potelets

- Chaque pignon possède trois potelets de longueur max $L = 9.63$ m.
- Le porté max entre axe des potelets $h = 6.00$ m (espace entre 2 pannes).
- Les potelets sont en **acier S235**.

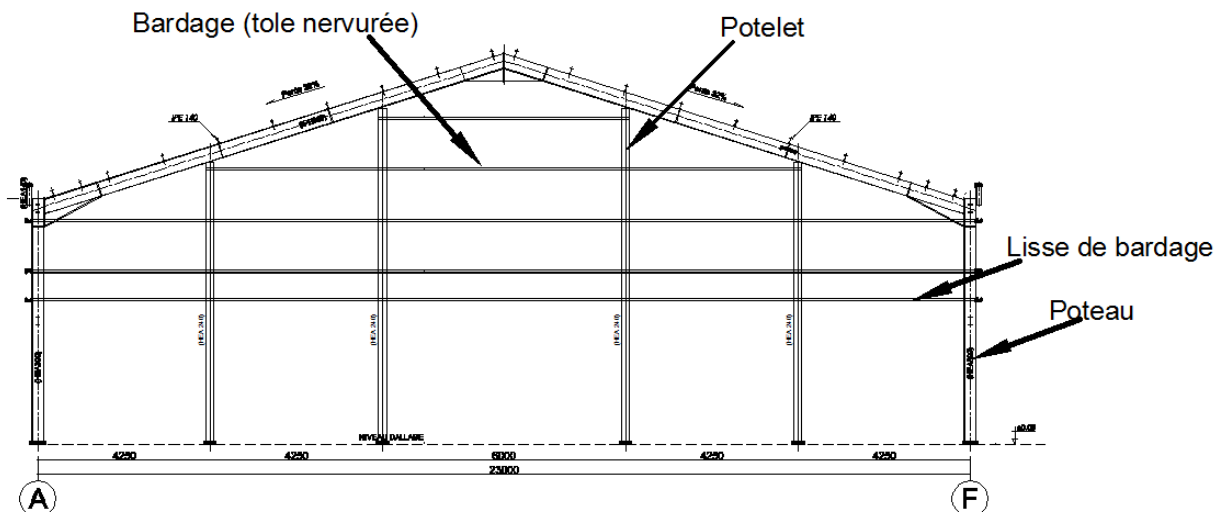


Fig. III.4 : Schéma du potelet.

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche, d'où :

$$q_{ws} = 1.300 \times e = 1.300 \times 4.25 = 5.525 \text{ kN/ml}$$

III.6.2 Action et sollicitations :

- Poids du bardage (14 daN/m^2).
- Poids des lisses UAP (14.50 daN/m^2).
- Poids propre du potelet (à déterminer).
- Action du vent sur le pignon (-112.05 daN/m^2).

III.6.3 Calcul du moment sollicitant de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{w_s \cdot l^2}{8} = \frac{5.525 \times 6.00 \times 9.63^2}{8} = 384.27 \text{ KN.m}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

et la flèche admissible : $f_{ad} = \frac{l}{200}$

$$f_y = \frac{5q_w l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5q_z l^3}{384E} = \frac{1000 \times 5.525 \times (96.3)^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 6118.72 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 6118.72 \text{ cm}^4, \text{ Donc on choisit HEA 240.}$$

Ses caractéristiques sont :

	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
Profil	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _r mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA240	61.5	206	230	240	12	7.5	21	7763	2769	744.6	351.7	6	10.1

➤ Les charges permanentes

- Poids du bardage (14 daN/m²).
- Poids des lisses UAP (17.93 daN/m²).
- Poids propre du potelet (61.5 daN/m).
- Espacement entre le potelet et le poteau (4.25m).
- Longueur du bardage (6.90 m).
- Longueur du potelet (9.63 m).

$$G = (0.14 \times 4.25 \times 6.90) + (0.179 \times 4.25 \times 5) + (0.614 \times 9.63) \rightarrow G = 13.822 \text{ kN.}$$

III.6.4 Vérification de la flexion composée

➤ Vérification de l'effort axial

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0.25 N_{pl.rd} ; 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$N_{y.sd} = \gamma_G \cdot G = 1.35 \times 13.822 = 18.659 \text{ kN}$$

$$\rightarrow N_{y.sd} = 24.609 \text{ kN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2060 \times 23.5}{1} = 484.10 \text{ kN}$$

$$\rightarrow 0.25 N_{pl.y.rd} = 121.025 \text{ kN}$$

$$\frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(2060 - 2 \times 240 \times 12) \times 23.5}{1} = 348.74 \text{ kN}$$

$$\rightarrow 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 174.37 \text{ kN}$$

- $N_{y,Sd} = 24.609 \text{ kN} < \min\{121.025 \text{ kN} ; 147.37 \text{ kN}\}$

→ *Donc la condition est vérifiée*

III.6.5 Vérification de l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{Sd,max} \leq \frac{1}{2} V_{pl,Rd}$$

$$V_{Sd,max} = V_{Sd,z} = \frac{W_s \cdot L}{2} = \frac{5.525 \times 9.63}{2} = 26.602 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Sd,max} = 26.602 \text{ kN}$$

$$\text{et } V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} = 3061 \times \frac{23,5}{1\sqrt{3}} = 1085.418 \text{ daN} = 421.41 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 210.69 \text{ kN} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$V_{Sd,max} = 26.602 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 210.69 \text{ kN}$$

→ *Donc la condition est vérifiée*

III.6.6 Vérification au flambement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \left(A \cdot f_y / \gamma_{M1} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{ply} \cdot \left(f_y / \gamma_{M1} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{plz} \cdot \left(f_y / \gamma_{M1} \right)} \leq 1$$

- $N_{Sd} = 18.659 \text{ kN}$
- $M_{y,Sd} = \frac{W_s L^2}{8} = \frac{5.525 (9.63)^2}{8} = 64.046 \text{ kN.m}$
- $M_{z,Sd} = 0$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$ avec :

➤ **Flambement par rapport à 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'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{963}{6} = 160.5$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{9\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_1}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{160.5}{93.9} \times 1 = 1.709 > 0.2 \quad \text{Il y a un risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 230/240 = 0.96 < 1.2$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a ; $\alpha_y = 0.21$.

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\rightarrow \varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.21(2.10 - 0.2) + 2.10^2] = 2.243$$

$$\chi_y = \frac{1}{2.243 + (2.243^2 - 2.1^2)^{0.5}} = 0.3290$$

➤ Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600}{10.10} = 59.405$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{59.405}{93.9} \times 1 = 0.632 > 0.2$$

Axe de flambement z-z courbe de flambement b ; $\alpha_z = 0.34$ (tableau 3).

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + 0.34(0.632 - 0.2) + 0.632^2] = 0.773$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.773 + (0.773^2 - 0.632^2)^{0.5}} = 0.839$$

$$\chi_z = 0.83$$

Donc $\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.329; 0.839) = 0.329$

Calcul du coefficient k :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{Sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \cdot B_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0.9 ; \beta_{My} = 1.3$$

$$\mu_y = 2.12(2 \times 1.3 - 4) + \frac{744.6 - 675.1}{675.1} = -1.236$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1.236) \times 18.659}{0.329 \times 2060 \times 23.5} = 1.00 \quad \text{Et la condition sera :}$$

$$\frac{1865.9}{0.329 \times (2060 \times 23.5 \times 10^2 / 1.1)} + \frac{0.82 \times 6404.6 \times 10^2}{744.6 \times (23.5 \times 10^2 / 1.1)} + 0 = 0.33 \leq 1 \quad OK$$

III.7 Conclusion

Ce chapitre de notre étude que nous nous a permis de déterminer la nature des profilés des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- Les pannes : IPE 140.
- Liernes de pannes : Rond de $D = 5\text{mm}$.
- Les lisses un UAP150.
- Les potelets : HEA 240

Chapitre IV:

Etude de contreventement et stabilité



IV. Etude de contreventements et stabilité

IV.1 Introduction :

Les contreventements sont des dispositifs 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 versant (poutre 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. La stabilité est ainsi assurée dans les trois directions de l'espace. On distingue trois types essentiels de contreventements :

- Triangulation (treillis)
- Rigidifications des nœuds (cadre-portique)
- Remplissage (voiles, diaphragme)

IV.2 Calcul de force de frottement

L'une des conditions est vérifiée il y a lieu de considérer les forces de frottements.

$$\frac{d}{b} = \frac{48}{23} = 2.08 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{48}{6} = 8 > 3$$

F_{fr} : Force de frottement pour parois vertical.

Dans notre cas l'état de surface est très rugueux (ondulation, perpendiculaire au vent, nervure)

$$C_f = 0.04$$

La force de frottement sera donc :

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0.758 \times 0.04 \times (48 \times 11.5 \times \cos 17.51 \times 2) = 31.922 \text{ KN}$$

Pour la paroi verticale :

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0.6625 \times 0.04 \times (48 \times 6 \times 2) = 15.321 \text{ KN}$$

Donc la force de frottement total est : $F_{fr} = 47.243 \text{ kN}$

IV.2.1 Contreventements de toiture (poutre au vent) :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture. La poutre contreventée sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint les efforts

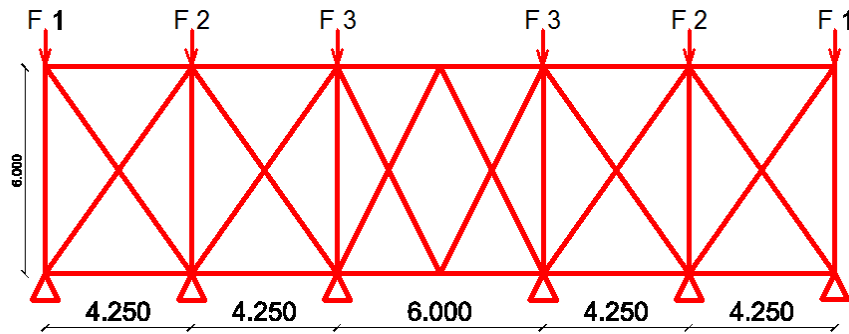


Figure IV-1. Schéma statique de la poutre au vent

IV.2.2 Evaluation des efforts horizontaux :

On a :

$$F_{fr} = 47.243 \text{ kN et } W_i = 1.425 \text{ kN/m}^2$$

$$F_i = (W_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}$$

Avec :

F_{fr} : force de frottement

$n = 5$: Nombre de nœuds au niveau de la toiture

Donc :

$$\frac{F_{fr}}{n} = \frac{47.243}{5} = 9.448 \text{ kN}$$

Calcul de S_i : $S_i = h_i \times \frac{l_i}{2}$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 Les valeurs de F_i

i	1	2	3	2	3
h_i (m)	6.00	6.90	6.90	6.90	8.25
l_i (m)	2.125	3.25	4.25	6.00	2.125
S_i (m ²)	6.375	20.7	20.7	20.7	8.765
W_i (kN/m ²)	1.425	1.425	1.425	1.425	1.425
$W_i.S_i$ (kN)	9.084	29.497	29.497	29.497	12.490
$\frac{F_{fr}}{n}$	9.448	9.448	9.448	9.448	9.448
F_i (kN)	18.532	38.945	38.945	38.945	21.938

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2(18.532 + 38.945) + 21.938}{2} = 68.446$$

IV.2.3 Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort.

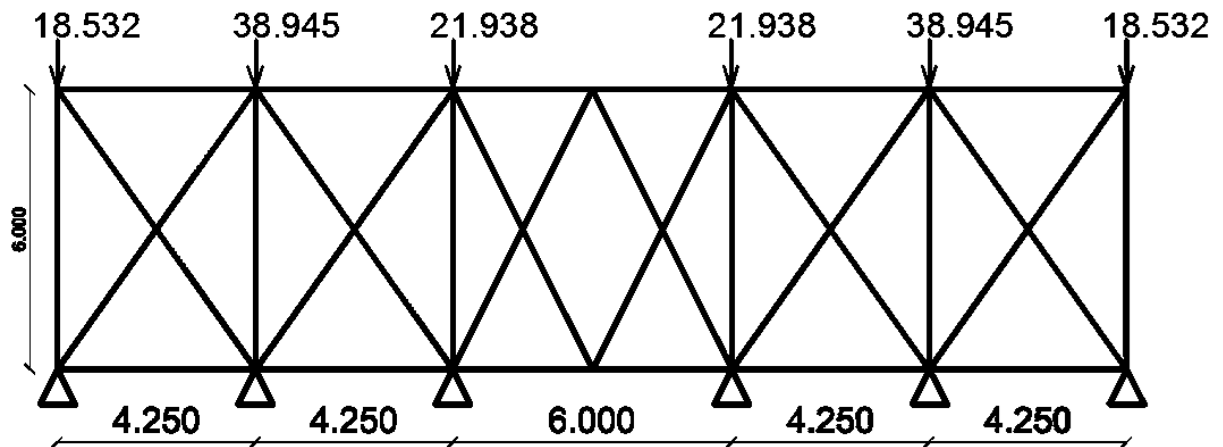
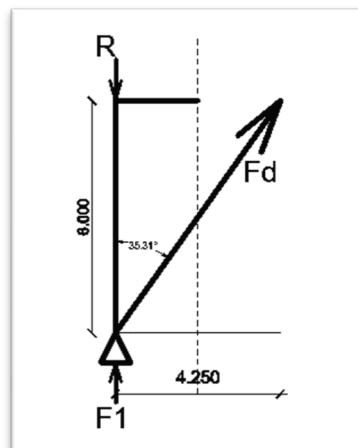


Figure IV-2 Schéma de calcul de la poutre au vent.



La diagonale la plus sollicitée en traction est celle proche de l'appui :

$$\tan \theta = \frac{4.25}{6} \rightarrow \theta = \arctg \frac{4.25}{6} = 35.311^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R + F1 + F_d \times \cos \theta = 0$$

D'où :

$$F_d = \frac{R - F1}{\cos \theta} = \frac{68.446 - 18.538}{\cos 35.311^\circ} = 61.159 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 91.739 \text{ kN}$$

I.1.1.8 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{91.739 \times 1.1}{23.5} = 4.294 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L40 × 40 × 6**

I.1.1.9 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$\text{Condition de résistance : } N_{sd} = 91.739 \text{ kN} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de **L40 × 40 × 6** ($A = 4.48 \text{ cm}^2$), avec **un boulon de 10mm**.

$$\text{Section nette : } A_{net} = A - (e \times d) = 4.48 - (0.6 \times 1.0) = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 3.88 \times 36}{1.25} = 100.567 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{4.48 \times 23.5}{1.1} = 200.818 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 174.228 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = 214.618 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc la cornière **L 40 × 40 × 6** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

IV.2.4 Vérification des montants

Les montants ont sollicité à un effort de compression N_{sd} , et un effort de flexion dû au poids propre de la panne, soit à vérifier le profilé : **(IPE 140)** s'il convient comme panne intermédiaire et panne sablière.

I.1.1.10 Evaluation des charges

D'après le chapitre 3 on a :

La charge du vent : $W = -1.847 \text{ N/m}$. (Voir chapitre III calcul des pannes)

La charge de neige : $S_n = 0.3316 \text{ kN/m}$.

La charge d'exploitation : $P_n = 0.444 \text{ kN/m}$.

La charge permanente : $G = 0.416 \text{ kN/m}$.

I.1.1.11 Combinaison des charges (la plus défavorable)

- l'E.L.U

➤ suivant yy' :

$$1.35 G \sin \alpha + 1.5 P_n \sin \alpha = (1.35 \times 0.416 + 1.5 \times 0.444) \sin 17.51 = 0.369 \text{ kN/m.}$$

$$\rightarrow T_u = 0.369 \text{ kN/m}$$

➤ suivant zz' :

$$1.35 G \cos \alpha - 1.5 W_s = (1.35 \times 0.416 \times \cos 17.51^\circ) - (1.5 \times 1.847) = -2.235 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow F_u = -2.235 \text{ kN/m}$$

• l'E.L.S

➤ suivant yy' :

$$G \sin \alpha + P_n \sin \alpha = (0.416 + 0.444) \sin 17.51^\circ = 0.259 \text{ N/m}$$

$$\rightarrow T_s = 0.259 \text{ kN/m}$$

➤ suivant zz' :

$$G \cos \alpha - W_s = 0.416 \times \cos 17.51^\circ - 1.847 = -1.450 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow F_s = -1.450 \text{ kN/m}$$

I.1.1.12 Vérification de la flèche (ELS)

$$Q_F = F_s \quad Q_T = T_s$$

$$f_z = \frac{5 \cdot Q_T \cdot l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 259 \times 6^4}{384 \times 2100 \times 541} = 0.0004 \text{ m} = 0.04 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3$$

➔ f_z est vérifiée.

$$f_y = \frac{5 \cdot Q_F \cdot (l/2)^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 1450 \times (6/2)^4}{384 \times 2100 \times 44.9} = 0.015 \text{ m}$$

$$f_y = 1.5 \text{ cm} = f_{ad} = \frac{(600/2)}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

➔ f_y est vérifiée.

$$f_{\max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(1.5)^2 + (0.04)^2} = 1.50 \text{ cm} < f_{ad} = 300 \text{ cm}$$

➔ Donc la flèche est vérifiée.

IV.3 Panne intermédiaire

IV.3.1 Vérification à la résistance

➤ Détermination de la classe de profilé

$$\hat{Ame} : \frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{5} = 22.44 \leq 33\varepsilon = 33$$

→ Ame de classe 1

$$Semelle : \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{9} = 4.05 \leq 10\varepsilon = 10$$

→ Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1

$$\rightarrow \gamma_{M1} = 1.1$$

$$\rightarrow \gamma_{M0} = 1$$

Il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

Avec:

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0.5 \right)$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}; N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}; M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}; M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} = 20.759 \text{ kN/m.}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.25 \times 23.5}{1} = 4.523 \text{ kN/m.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{16.4 \times 23.5}{1.1} = 350.36 \text{ KN/m.}$$

1.1.1.13 Flexion déviée (calcul des pannes)

$$G = 0.416 \text{ kN/m}$$

$$S_n = 0.331 \text{ kN/m}$$

➤ Compression

$$V = F_2 = 38.945 \text{ kN}$$

➤ Combinaisons de charges

$$q_{sd} = 1.35G + 1.5S_n$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35F_2$$

$$\text{Donc : } q_{sd} = 1.35 \times 0.416 + 1.5 \times 0.331 = 1.058 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,Sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 1.058 \times \cos 17.51^\circ = 1.009 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{q_{z,Sd} \times l^2}{8} = \frac{1.009 \times 6^2}{8} = 4.540 \text{ KN.m}$$

$$q_{y,Sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 1.058 \times \sin 17.51^\circ = 0.318 \text{ kN/m}$$

$$M_{z,Sd} = \frac{q_{y,Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.318 \times (6/2)^2}{8} = 0.357 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 38.945 = 52.575 \text{ kN}$$

Caractéristiques géométriques de l'IPE140 sont :

	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
Profil	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	12.9	16.4	140	73	6.9	4.7	112.2	541.2	44.92	88.34	19.25	5.74	1.65

I.1.1.14 Incidence de l'effort normal

Si : $N_{Sd} \leq \min (0.25N_{pl, Rd} ; 0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}) \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 350.36 = 87.59 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 16.4 - (2 \times 7.3 \times 0.69) = 6.326 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.5 \times 6.326 \times \frac{23.5}{1.1} = 67.573 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 52.575 \text{ KN} < \min (67.573; 87.59) \text{ KN} = 67.573 \text{ KN}$$

$\rightarrow$ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{ply, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{plz, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{pl, Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y, Sd}}{M_{ply, Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z, Sd}}{M_{plz, Rd}} \right] \leq 1$$

$$\left[\frac{52.575}{350.36} \right] + \left[\frac{6.326}{20.759} \right] + \left[\frac{0.357}{4.523} \right] = 0.533 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

IV.3.1.1 Incidence de l'effort tranchant

Si : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl, Rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant. A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

IV.3.1.2 Vérification de l'élément aux instabilités

➤ Combinaisons à l'ELU

$$q_u = G + 1.5W_s$$

$$q_{uz, Sd} = G \cos \alpha + 1.5W_s$$

$$q_{uy, Sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{Sd} = 1.5V = 1.5F_3$$

Avec :

$$G = 0.416 \text{ KN/m} \quad \text{« charge permanente »}$$

$$W = -1.847 \text{ KN/m} \quad \text{« vent de soulèvement »}$$

$$V = F_2 = 38.945 \text{ KN} \quad \text{« effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire »}$$

➤ Charge de flexion :

$$q_{uz, Sd} = G \cos \alpha + 1.5W_s = 0.416 \cos 17.51^\circ - 1.5 \times 1.847 = -2.373 \text{ KN/m}$$

$$M_{y, Sd} = \frac{q_{z, Sd} \times l^2}{8} = \frac{2.373 \times 6^2}{8} = 10.678 \text{ KN.m}$$

$$q_{uy, Sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.416 \times \sin 17.51^\circ = 0.168 \text{ KN/m}$$

$$M_{z, Sd} = \frac{q_{y, Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.168 \times (6/2)^2}{8} = 0.189 \text{ KN.m}$$

➤ Charge de compression

$$N_{Sd} = 1.5V = 1.5F_2 = 1.5 \times 38.945 = 58.417 \text{ KN}$$

IV.3.2 Vérification au flambement

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{M1})} + \frac{K_y \cdot M_{y, Sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z, Sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52.Art.5.5.4.)}$$

Avec :

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad K_{y,z} \leq 1.5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

On a :

$$N_{pl, Rd} = 350.36 \text{ KN}$$

$$M_{ply, Rd} = 20.759 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz, Rd} = 4.523 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de coefficient de réduction $\chi_{\min}$

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

a).1- Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad , \quad \alpha_y = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{5.74} = 104.53$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{104.53}{93.9} = 1.113$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.91 > 0.2 \\ t_f = 6.9 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = \mathbf{1.113} \end{array} \right. \rightarrow \Phi_y = 1.2158 \quad \chi_y = 0.587$$

a).2- Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad , \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600}{1.65} = 363.636$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{363.636}{93.9} = 3.872$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.91 > 0.2 \\ t_f = 6.9 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (b)}$$

Axe de flambement z - z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_z = 3.872 \end{array} \right\} \rightarrow \chi_z = 0.061 \quad 8.620$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = (0.58; 0.061) = 0.061$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 1.113 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{88.34 - 109}{109} \right) = -1.74 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{1.74 \times 5841.7}{0.58 \times 2010 \times 23.5} = 0.62 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\mu_z = 3.872 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{19.25 - 16.7}{16.7} \right) = -5.277 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_z = 1 - \frac{5.277 \times 5841.7}{0.061 \times 2010 \times 23.5} = 1.10 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

➤ La vérification :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{M1})} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{58.417}{0.061 \times 350.36} + \frac{0.62 \times 10.678}{20.759} + \frac{1.1 \times 0.189}{4.523} = 3.098 \geq 1$$

Donc : **IPE 140** ne convient pas comme panne intermédiaire.

On va vérifier avec **IPE160**.

I.1.1.15 Vérification à la résistance

Il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

Avec :

$$N_{Sd} = 1.5V = 1.5F_3 = 1.5 \times 38.945 = 58.417 \text{ KN}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{q_{z,Sd} \times l^2}{8} = \frac{2.373 \times 6^2}{8} = 10.678 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,Sd} = \frac{q_{y,Sd} \times \left(\frac{l}{2} \right)^2}{8} = \frac{0.168 \times (6/2)^2}{8} = 0.189 \text{ KN.m}$$

Caractéristiques géométriques de l'IPE 160 sont :

	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
Profil	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	127.2	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

• Détermination de la classe de profilé

$$\hat{A}_{me} : \frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \rightarrow \hat{A}_{me} \text{ de classe 1}$$

$$\text{Semelle} : \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{82/2}{8} = 5.125 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

$$\rightarrow \gamma_{M1} = 1.1$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.23 \times 23.5}{1.1} = 26.277 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.26 \times 23.5}{1.1} = 5.554 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1.1} = 429.40 \text{ KN}$$

$$\left[\frac{58.417}{429.40} \right] + \left[\frac{10.678}{26.277} \right] + \left[\frac{0.071}{5.554} \right] = 0.55 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

a) Vérification au flambement :

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{M1})} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52.Art.5.5.4.)}$$

Avec :

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{Mais } K_{y,z} \leq 1.5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{w_{ply,z} - w_{ely,z}}{w_{ely,z}} \right) \quad \text{Mais } \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

On a :

$$N_{pl,Rd} = 429.40 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = 26.277 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz, Rd} = 5.554 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{58.417}{429.40} \right] + \left[\frac{10.678}{26.277} \right] + \left[\frac{0.189}{5.554} \right] = 0.57 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

I.1.1.16 Calcul de coefficient de réduction $\chi_{\min}$

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

a).1-Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad , \quad \alpha_y = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le **tableau 5.5.1 de l'EC3**.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{6.58} = 91.185$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{91.18}{93.9} = 0.971$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 0.2 \\ t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0.971 \end{array} \right. \rightarrow \varphi_y = 1.052 \quad \chi_y = 0.686$$

a).2-Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad , \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600}{1.84} = 326.086$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{326.086}{93.9} = 3.472$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.951 > 0.2 \\ t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement $z - z$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_z = 3.472 \end{array} \right. \rightarrow \varphi_z = 7.083 \quad \chi_z = 0.240$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = (0.686; 0.075) = 0.075$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y,z} - W_{el,y,z}}{W_{el,y,z}} \right) \quad ; \quad K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y}$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 0.971 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{123.9 - 127.2}{127.2} \right) = -1.310 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_y = 1 - \frac{1.310 \times 58.417}{0.075 \times 2010 \times 23.5} = 0.97 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\mu_z = 3.473 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{123.9 - 127.2}{127.2} \right) = -4.888 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_z = 1 - \frac{4.888 \times 58.417}{0.075 \times 2010 \times 23.5} = 0.99 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

I.1.1.17 La vérification :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{58.417}{0.24 \times 429.40} + \frac{0.097 \times 10.678}{26.277} + \frac{0.099 \times 0.189}{5.554} = 0.609 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

➔ **Donc : IPE160 convient comme panne intermédiaire.**

IV.4 Pour la Panne Sablière

IV.4.1 Vérification de la flexion bi-axiale:(résistance)

Il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

$$N_{Sd} = R_A = 68.446 \text{ KN}$$

$$\left[\frac{68.446}{429.40} \right] + \left[\frac{10.678}{26.277} \right] + \left[\frac{0.099}{5.554} \right] = 0.583 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

IV.4.2 Vérification Au flambement

$$N_{sd} = R_A = 68.446 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{M1})} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1$$

$$\frac{68.446}{0.24 \times 429.40} + \frac{0.097 \times 16.758}{26.277} + \frac{0.099 \times 0.189}{5.554} = 0.729 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

Donc **IPE160** convient comme panne sablière.

IV.4.3 Calcul de Palée de Stabilité Verticale

On a:

$$H_1 = q_j \times b / 2 \cdot H + F_{fr} / 2 = (1.425 \times 6 / 2 \times 9.63) + (47.243 / 2) = 64.789 \text{ kN}$$

$$\rightarrow H_1 = 64.789 \text{ kN}$$

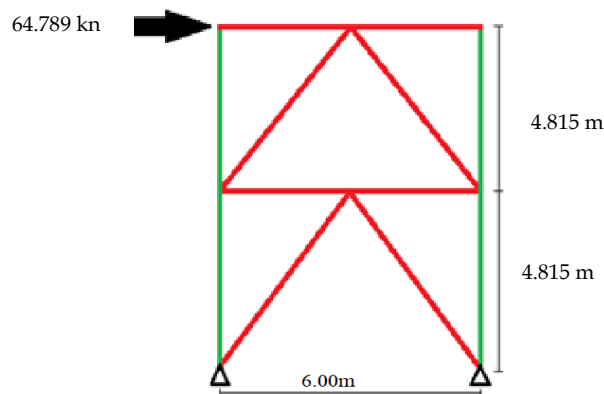


Figure IV-3 Schéma de stabilité verticale

I.1.1.18 Calcul de diagonale D1

$$\tan \alpha = 4.815 / 6 = 0.80 \Rightarrow \alpha = 38.74^\circ$$

$$D_1 = \sqrt{4.815^2 + 6^2} = 7.69 \text{ m}$$

I.1.1.19 Section des diagonales

Il faut vérifier que :

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \cdot \gamma_{M0}$$

$$N_{sd} = \frac{H_1}{\cos \alpha} = \frac{64.986}{\cos 38.74^\circ} = 83.316 \text{ kN} \quad \rightarrow N_{sd} = 83.316 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{83.316}{23.5} \cdot 1 = 354.53 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow A \geq 3.545 \text{ cm}^2$$

→ Donc on adopte un double cornier dos à dos $\perp$ 45×45×6 de $A = 4.30 \text{ cm}^2$

I.1.1.20 Vérification à la résistance ultime de la section

Il faut vérifier que : $N_{Sd} \leq N_{Rd}$

$$N_{Sd} = 83.316 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd})$$

$$\text{avec : } N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{et : } \gamma_{M0} = 1 \rightarrow N_{pl,Rd} = \frac{4.30 \times 23.5}{1} = 101.05 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } f_u = 36 \text{ daN/mm}^2 \quad \gamma_{M2} = 1.25$$

On opte pour une cornière isolée de **L 45 x 45 x 6** avec un boulon de 22 mm.

$$\text{Section nette : } A_{net} = 4.30 - (0.6 \times 2.2) = 2.98 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 2.98 \times 36}{1.25} = 77.241 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2.98 \times 23.5}{1} = 70.03 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = \min(101.05 \text{ KN} ; 77.241 \text{ KN} ; 58.045 \text{ KN}) \rightarrow N_{Rd} = 70.03 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 83.625 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 58.045 \text{ KN} \quad \text{Non Vérifiée.}$$

→ Donc on adopte un double cornier dos à dos $\perp$ 50×50×6 de $A = 5.69 \text{ cm}^2$

I.1.1.21 Vérification à la résistance ultime de la section

Il faut vérifier que : $N_{Sd} \leq N_{Rd}$

$$N_{Sd} = 83.316 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd})$$

$$\text{avec : } N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{et : } \gamma_{M0} = 1 \rightarrow N_{pl,Rd} = \frac{5.69 \times 23.5}{1} = 133.71 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } f_u = 36 \text{ daN/mm}^2 \quad \gamma_{M2} = 1.25$$

→ On opte pour une cornière isolée de **L 50 x 50 x 6** avec un boulon de 22 mm.

Section nette : $A_{net} = 5.69 - (0.6 \times 2.2) = 4.37 \text{ cm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 4.37 \times 36}{1.25} = 113.27 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4.37 \times 23.5}{1} = 102.69 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = \min(133.71 \text{ KN} ; 113.27 \text{ KN} ; 102.69 \text{ KN}) \rightarrow N_{Rd} = 102.69 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 83.625 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 102.69 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

→ Donc la cornière $\text{L} 50 \times 50 \times 6$ convient comme diagonale D_1 .

IV.5 Conclusion

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions de la nature notamment les actions dues au vent, dans l'autre sens la stabilité est assurée par le portique auto stable ductile qu'on étudiera dans le chapitre suivant.

Chapitre V:

Etude des portiques



V. Etude des portiques

V.1 Introduction

Les portiques sont les éléments principaux pour une structure métallique, ils supportent les différents efforts agissants sur la structure qui sont de nature permanente, variable ou accidentelle.

L'étude de présent hangar de stockage est faite par le logiciel de calcul RSA (Robot 2019).

Charges agissantes sur le portique le plus sollicité :

V.2 Charges permanentes :

- Poids propre du portique
- Poids de couverture et ses éléments secondaires représentés comme des charges linéaires uniformément répartis sur les traverses et d'autres charges concentriques sur les poteaux
- Poids des pannes, couverture et accessoires de pose
- Poids des lisses de bardage, de bardage, poutres de pont roulant, sablière ... etc. agissants sur les poteaux de rive.
- Poids des poutres de chemin de roulement ... etc.

V.3 Charges variables :

- Charges climatiques (vent et neige).
- Charges d'exploitation.

V.4 Etude et dimensionnement des portiques :

La détermination des sollicitations globales affectant les portiques exige un calcul par étapes de toutes les sollicitations élémentaires, engendrées par les diverses actions : charge permanentes, charges d'exploitation, neige, vent. Il s'agira ensuite de repérer les combinaisons les plus défavorables, pour déterminer les sections des profilés adéquates.

V.5 Modélisation du portique sur Robot :

La modélisation parfaite d'une structure se manifeste par le dessin correct des profilés constituant la structure, la figure ci-dessous présente une modélisation sur Robot Structural du portique à dimensionner.

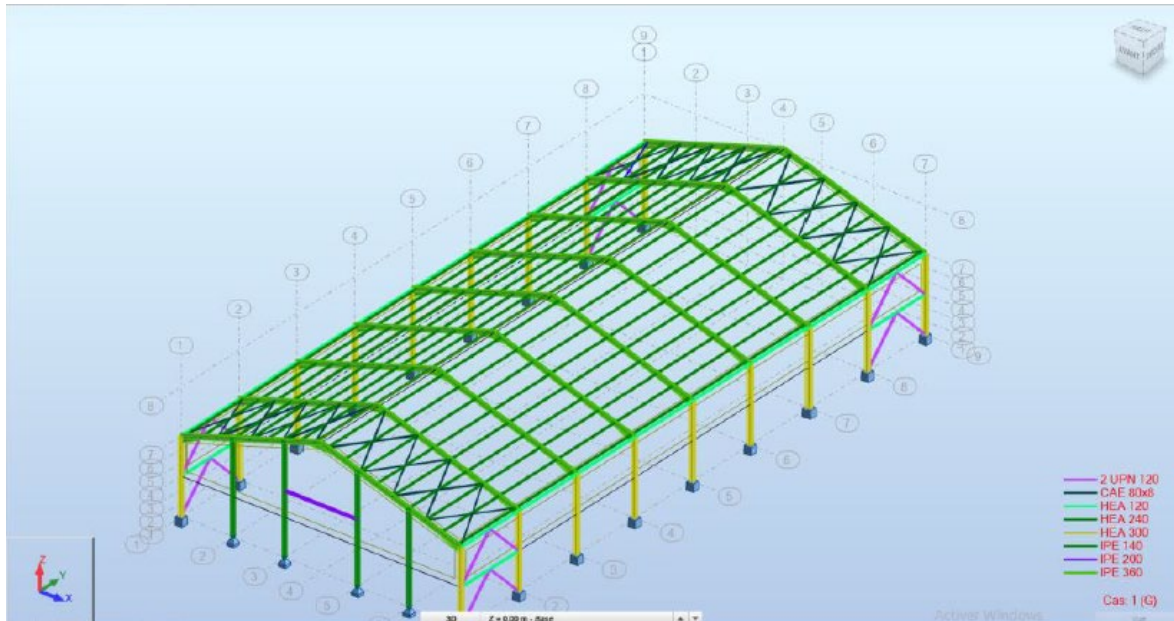


Figure V-1 Modèle de la structure sur RSA.

L'analyse de la structure par le programme AutoDesk RSA (Robot Structural Analysis) passe généralement par les étapes suivantes :

1- Définition des données de la structure :

- La langue et les unités de mesures utilisées.
- Les normes de calculs structuraux : statique, non linéaire ou dynamiques.
- Les Paramètres de calcul numérique d'éléments finis.
- Les matériaux et sections, types de charges et charges.
- La géométrie de la structure en barres, poteaux et poutres.
- Les cas de charges et les charges appliquées.

2- Lancement de l'analyse numérique et contrôle des efforts et des déplacements de la structure.

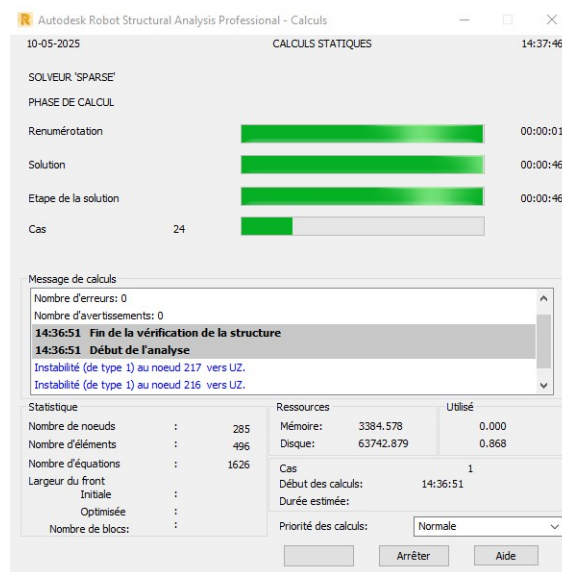
3- Dimensionnement des barres en combinaisons ELU et vérification de la flèche en ELS ou l'inverse.

Remarque :

Le système RSA repose sur une structure de bureaux, ce qui facilite la logique d'analyse, les sections de barres peuvent être regroupé en familles ainsi que les combinaisons de charge de calcul.

Dans le cas de notre étude, parmi les fenêtres les plus importantes de l'application :

* Fenêtre de lancement de l'analyse :



V.6 Résultats de dimensionnement des portiques sur Robot :

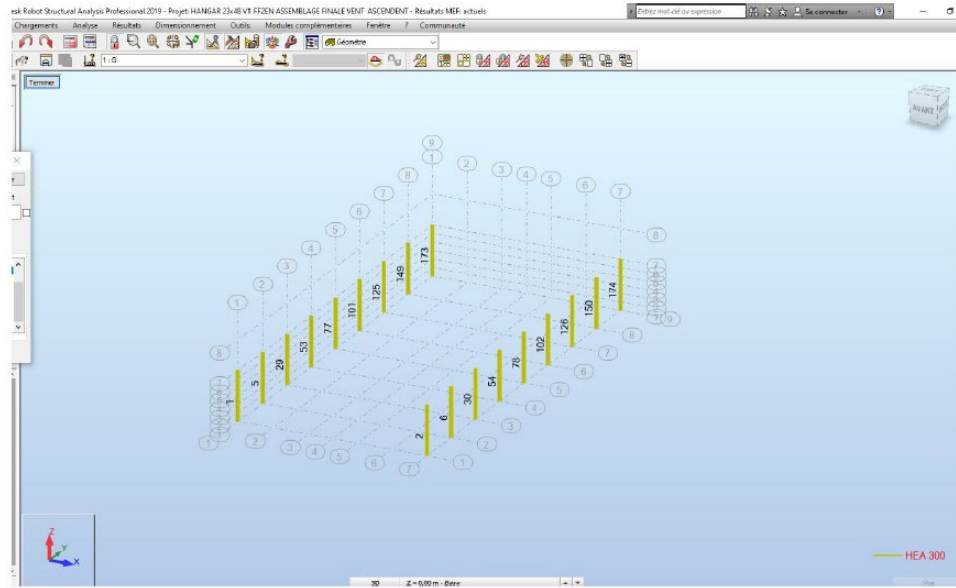
Le dimensionnement des poteaux en HEA 300, les traverses IPE 360 et les poutres sablières IPE 120) sur le programme d'analyse de structures AutoDesk RSA est donné les résultats générés automatiquement dans le programme :

* Fenêtre de combinaison d'action

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Projet: HANGAR 23x48 V1 FF2EN ASSEMBLAGE FINALE VENT ASCENDENT - Résultats MEF: actuels

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
11	1.35G+1.5P	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+2*1.50
12	1.35G+1.5S	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+3*1.50
13	1.35G+1.5V1+1.5P	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+(2+4)*1.50
14	1.35G+1.5V2+1.5P	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+(2+8)*1.50
15	1.35G+1.5V3+1.5P	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+(2+9)*1.50
16	1.35G+1.5V4+1.5P	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+(2+10)*1.50
17	1.35G+1.5V1+1.5S	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+(3+4)*1.50
18	1.35G+1.5V2+1.5S	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+(3+8)*1.50
19	1.35G+1.5V3+1.5S	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+(3+9)*1.50
20	1.35G+1.5V4+1.5S	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+(3+10)*1.50
21	1.35G+1.5V1	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+4*1.50
22	1.35G+1.5V2	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+8*1.50
23	1.35G+1.5V3	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+9*1.50
24	1.35G+1.5V4	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.35+10*1.50
25	G+1.5V1	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.00+4*1.50
26	G+1.5V2	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.00+8*1.50
27	G+1.5V3	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.00+9*1.50
28	G+1.5V4	Combinaison no	ELU	peids propre	1*1.00+10*1.50
29	G+P	Combinaison no	ELS	peids propre	(1+2)*1.00
30	G+S	Combinaison no	ELS	peids propre	(1+3)*1.00
31	G+V1	Combinaison no	ELS	peids propre	(1+4)*1.00
32	G+V2	Combinaison no	ELS	peids propre	(1+8)*1.00
33	G+V3	Combinaison no	ELS	peids propre	(1+9)*1.00
34	G+V4	Combinaison no	ELS	peids propre	(1+10)*1.00
35 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison lin	ACC	accidentelle	1*0.80+6*1.00
36 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison lin	ACC	accidentelle	1*0.80+6*1.00
37 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison lin	ACC	accidentelle	1*0.80+7*1.00
38 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison lin	ACC	accidentelle	1*0.80+7*1.00
39 (C) (CQC)	G+P+EX	Combinaison lin	ACC	accidentelle	(1+2+6)*1.00
40 (C) (CQC)	G+P+EX	Combinaison lin	ACC	accidentelle	(1+2)*1.00+6*1.00
41 (C) (CQC)	G+P+EY	Combinaison lin	ACC	accidentelle	(1+2+7)*1.00
42 (C) (CQC)	G+P+EY	Combinaison lin	ACC	accidentelle	(1+2+7)*1.00

V.6.1 Extrait de Note de calcul des portiques



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1 POTEaux_1

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 21 1.35G+1.5V1 1*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300**

h=290.0 mm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=300.0 mm

Ay=94.85 cm²

Az=37.28 cm²

Ax=112.53 cm²

tw=8.5 mm

Iy=18263.50 cm⁴

Iz=6309.56 cm⁴

Ix=85.57 cm⁴

tf=14.0 mm

Wply=1383.27 cm³

Wplz=641.17 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 1578.54 kG

My_{Ed} = -5498.97 kG*m

Mz_{Ed} = -207.24 kG*m

Vy_{Ed} = -408.21 kG

N_{c,Rd} = 286871.66 kG

My_{Ed,max} = -5498.97 kG*m

Mz_{Ed,max} = -

1705.05 kG*m

Vy_{T,Rd} = 139493.77 kG

Nb_{Rd} = 168042.78 kG

My_{c,Rd} = 35263.57 kG*m

Mz_{c,Rd} = 16345.29 kG*m

Vz_{Ed} = 1808.32 kG

kG*m

MN_{y,Rd} = 35263.57 kG*m

MN_{z,Rd} = 16345.29

Vz_{T,Rd} = 54843.80 kG

Tt_{Ed} = 1.77 kG*m

Classede la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 6.00 m

Lam_y = 0.54

Lcr_y = 6.00 m

Xy = 0.86

Lamy = 47.10

kyy = 1.00



en z:

Lz = 6.00 m

Lam_z = 0.92

Lcr_z = 6.00 m

Xz = 0.59

Lamz = 80.13

kyz = 0.70

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 47.10 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 80.13 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé

**1 Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$$v_x = 0.6 \text{ cm} < v_{x,max} = L/125.00 = 4.8 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 31 G+V1 (1+4)*1.00

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y,max} = L/125.00 = 4.8 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 G+V2 (1+8)*1.00

Profil correct !!!

II.CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 1 POTEAUX

PIECE: 29 POTEAUX_29

POINT:

COORDONNEE:

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300**

$$h_t = 290.0 \text{ mm}$$

$$b_f = 300.0 \text{ mm}$$

$$e_a = 8.5 \text{ mm}$$

$$e_s = 14.0 \text{ mm}$$

$$A_y = 84.00 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 18263.50 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = 1259.55 \text{ cm}^3$$

$$A_z = 24.65 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 6309.56 \text{ cm}^4$$

$$W_{elz} = 420.64 \text{ cm}^3$$

$$A_x = 112.53 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 85.57 \text{ cm}^4$$

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé

**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$$v_x = 1.8 \text{ cm} < v_{x,max} = L/125.00 = 4.8 \text{ cm}$$

Vérifié

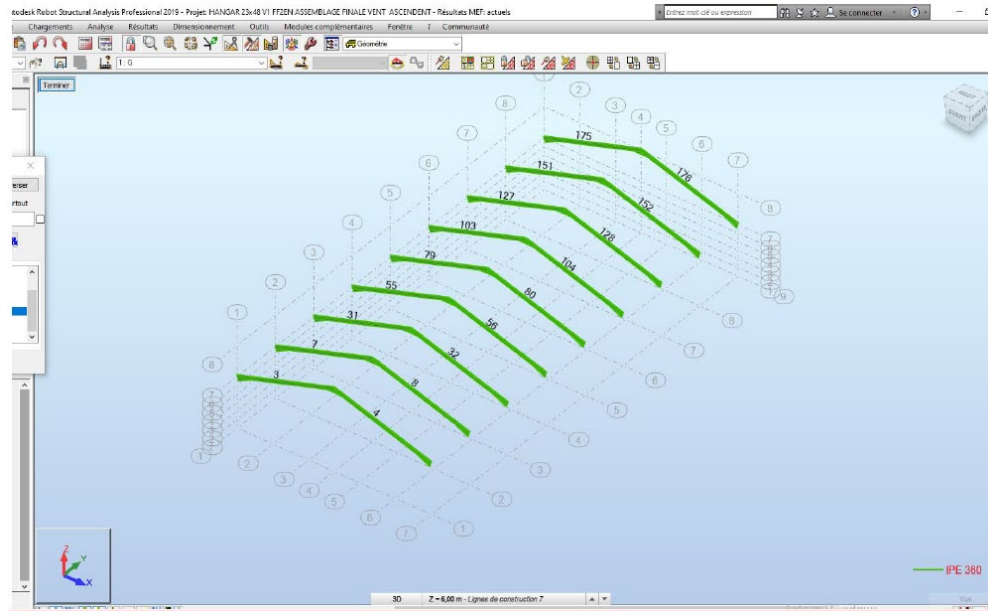
Cas de charge décisif: 31 G+V1 (1+4)*1.00

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y,max} = L/125.00 = 4.8 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 G+V2 (1+8)*1.00

Profil correct !!!



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 2 FERME

PIECE: 8 FERME_8

POINT: 3 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 12.06 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 41 G+P+EY (1+2+7)*1.00

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=648.0 mm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=170.0 mm	Ay=43.18 cm ²	Az=49.81 cm ²	Ax=116.34 cm ²
tw=8.0 mm	Iy=61162.85 cm ⁴	Iz=1564.58 cm ⁴	Ix=53.16 cm ⁴
tf=12.7 mm	Wply=2146.87 cm ³	Wplz=193.48 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 5829.93 kG	My _{Ed} = -14245.80 kG*m	Mz _{Ed} = 4.34 kG*m	Vy _{Ed} = -509.60 kG
N _{c,Rd} = 296594.66 kG	My _{pl,Rd} = 54730.06 kG*m		Mz _{pl,Rd} = 4932.28 kG*m
	Vy _{T,Rd} = 63545.80 kG		
Nb _{Rd} = 296594.66 kG	My _{c,Rd} = 54730.06 kG*m	Mz _{c,Rd} = 4932.28 kG*m	Vz _{Ed} = -2326.05 kG
	MN _{y,Rd} = 54708.92 kG*m		MN _{z,Rd} = 4930.37 kG*m
	Vz _{T,Rd} = 73303.29 kG		
	Mb _{Rd} = 15882.21 kG*m		Tt _{Ed} = 0.12 kG*m
			Classe de la section = 2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 21626.36 kG*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.29
Lcr,low=6.03 m	Lam_LT = 1.67	fi,LT = 2.03	XLT,mod = 0.29

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$$k_{yy} = 1.00$$

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00$$

$$(6.3.3.(4)) \quad N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 2 FERME**PIECE:** 32 FERME_32**POINT:****COORDONNEE:****PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360**

$$h_t = 360.0 \text{ mm}$$

$$b_f = 170.0 \text{ mm}$$

$$e_a = 8.0 \text{ mm}$$

$$e_s = 12.7 \text{ mm}$$

$$A_y = 43.18 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 16265.60 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = 903.64 \text{ cm}^3$$

$$A_z = 28.80 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 1043.45 \text{ cm}^4$$

$$W_{elz} = 122.76 \text{ cm}^3$$

$$A_x = 72.73 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 37.49 \text{ cm}^4$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \max} = L/250.00 = 4.8 \text{ cm}$$

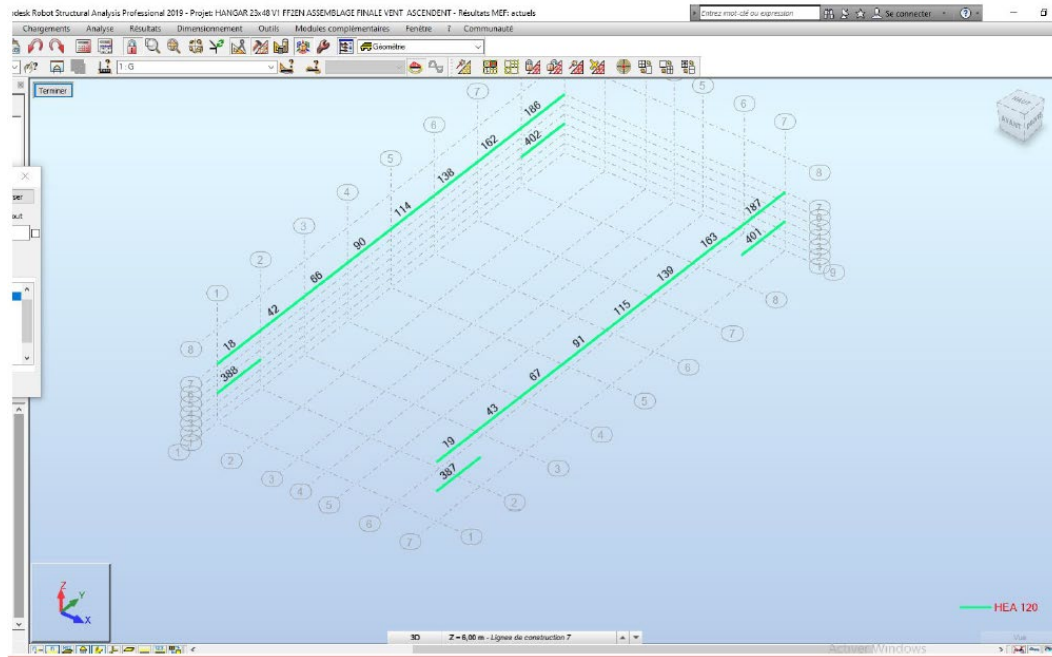
Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 32 \text{ G+V2 } (1+8) \cdot 1.00$$

$$u_z = 1.2 \text{ cm} < u_{z \max} = L/250.00 = 4.8 \text{ cm}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 31 \text{ G+V1 } (1+4) \cdot 1.00$$

**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!**



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 4 SABLIERE

PIECE: 388 Barre_388

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 26 G+1.5V2 1*1.00+8*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 120

h=114.0 mm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=120.0 mm

Ay=21.64 cm²

Az=8.46 cm²

Ax=25.34 cm²

tw=5.0 mm

Iy=606.15 cm⁴

Iz=230.90 cm⁴

Ix=6.02 cm⁴

tf=8.0 mm

Wply=119.49 cm³

Wplz=58.85 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 6016.47 kG

My_{Ed} = 125.00 kG*m

Mz_{Ed} = 1.96 kG*m

Vy_{Ed} = 0.69 kG

N_{c,Rd} = 64599.02 kG

My_{Ed,max} = 125.00 kG*m

Mz_{Ed,max} = -

2.19 kG*m Vy_{T,Rd} = 31842.22 kG

Nb_{Rd} = 10009.70 kG

My_{c,Rd} = 3046.15 kG*m

Mz_{c,Rd} = 1500.26 kG*m

Vz_{Ed} = -

26.85 kG MN_{y,Rd} = 3046.15 kG*m MN_{z,Rd} = 1500.26 kG*m

Vz_{T,Rd} = 12449.69 kG

Tt_{Ed} = -0.07

kG*m Classe

de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 6.00 \text{ m}$$

$$= 0.38$$

$$L_{my} = 122.68$$

$$L_{m_y} = 1.41$$

$$L_{m_z} = 2.29 \quad L_{cr,y} = 6.00 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 6.00 \text{ m}$$

$$k_{zy} = 0.69$$



en z:

$$L_z = 6.00 \text{ m}$$

$$X_z = 0.15$$

$$L_{mz} = 198.77$$

$$X_y$$

$$k_{zz} = 1.53$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 122.68 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 198.77 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

$$\text{STABLE } N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) +$$

$$k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 4 SABLIERE**PIECE:** 18 SABLIERE_18**POINT:****COORDONNEE:****PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 120**

$$h_t = 114.0 \text{ mm}$$

$$b_f = 120.0 \text{ mm}$$

$$e_a = 5.0 \text{ mm}$$

$$e_s = 8.0 \text{ mm}$$

$$A_y = 19.20 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 606.15 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = 106.34 \text{ cm}^3$$

$$A_z = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 230.90 \text{ cm}^4$$

$$W_{elz} = 38.48 \text{ cm}^3$$

$$A_x = 25.34 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 6.02 \text{ cm}^4$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$$v_x = 0.9 \text{ cm} < v_{x,max} = L/125.00 = 4.8 \text{ cm}$$

Vérifié

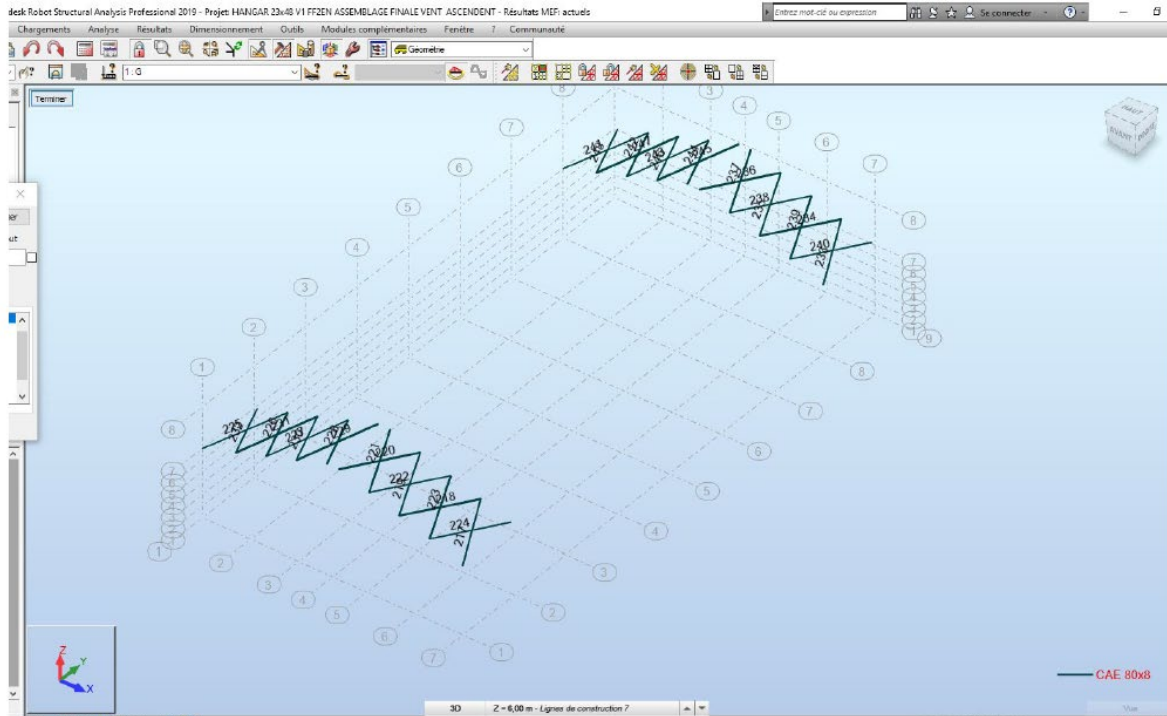
$$\text{Cas de charge décisif: } 30 \text{ G+S } (1+3) \cdot 1.00$$

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/125.00 = 4.8 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 32 \text{ G+V2 } (1+8) \cdot 1.00$$

Profil correct !!!



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 CONTREVENTEMENT

PIECE: 248 CONTREVENTEMENT 248

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ $L = 0.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 25 G+1.5V1 1*1.00+4*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 80x8

$h=80.0$ mm	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=80.0$ mm	$A_y=6.40$ cm ²	$A_z=6.40$ cm ²	$A_x=12.27$ cm ²
$t_w=8.0$ mm	$I_y=72.25$ cm ⁴	$I_z=72.25$ cm ⁴	$I_x=2.59$ cm ⁴
$t_f=8.0$ mm	$W_{ply}=23.28$ cm ³	$W_{plz}=23.28$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -$
3872.52 kG
 $N_{t,Rd} =$
31279.79 kG

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:



PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 5 CONTREVENTEMENT**PIECE:** 232 CONTREVENTEMENT_232**POINT:** COORDONNEE:**PARAMETRES DE LA SECTION:** CAE 80x8

ht=80.0 mm

bf=80.0 mm

ea=8.0 mm

es=8.0 mm

Ay=6.40 cm²Iy=72.25 cm⁴Wely=12.59 cm³Az=6.40 cm²Iz=72.25 cm⁴Welz=12.59 cm³Ax=12.27 cm²Ix=2.59 cm⁴**DEPLACEMENTS LIMITES***Flèches (REPERE LOCAL):* Non analysé*Déplacements (REPERE GLOBAL):*

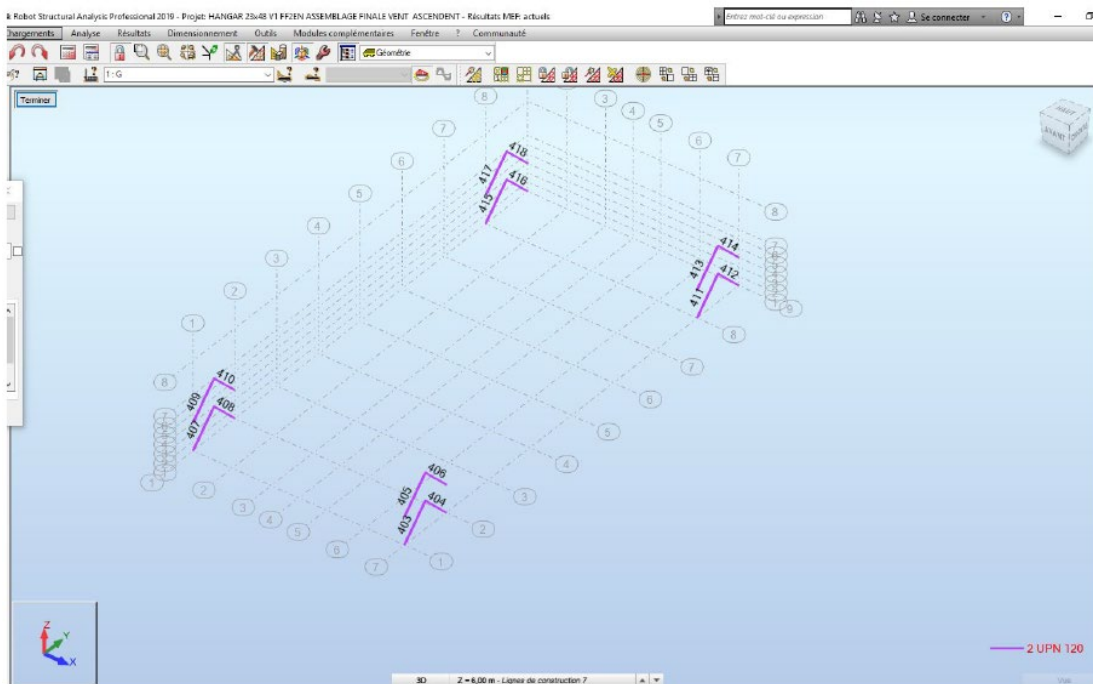
vx = 0.9 cm < vx max = L/125.00 = 5.3 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 30 G+S (1+3)*1.00

vy = 0.4 cm < vy max = L/125.00 = 5.3 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 30 G+S (1+3)*1.00**Profil correct !!!**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 6 STABILITE

PIECE: 408 Barre_408

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L = 4.24 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 26 G+1.5V2 1*1.00+8*1.50

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 UPN 120

h=120.0 mm

gM0=1.10

gM1=1.10

b=120.0 mm

Ay=19.80 cm²

Az=16.80 cm²

Ax=34.00 cm²

tw=7.0 mm

Iy=736.00 cm⁴

Iz=237.77 cm⁴

Ix=8.30 cm⁴

tf=9.0 mm

Wply=145.20 cm³

Wplz=71.74 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} =

5942.78 kG

N_{c,Rd} =

86675.88 kG

N_{b,Rd} =

19450.29 kG

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L_y = 4.24 m

Lam_y = 1.05

L_{cr,y} = 4.24 m

X_y = 0.51

Lam_y = 91.19



en z:

L_z = 4.24 m

Lam_z = 1.85

L_{cr,z} = 4.24 m

X_z = 0.22

Lam_z = 160.43

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lam_{bda,y} = 91.19 < Lam_{bda,max} = 210.00

Lam_{bda,z} = 160.43 < Lam_{bda,max} = 210.00

STABLE N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.31 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

Chapitre VI:

Etude des assemblages



VI. Etude des assemblages

VI.1 Introduction:

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison

Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

VI.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

VI.2.1 Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Tableau VI-1 Caractéristiques des boulons

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

VI.2.2 Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

VI.2.3 Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

- Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –Eurocode3)

$$\gamma_{Mb} \begin{cases} 1.25 \text{ Boulon sollicité en cisaillement} \\ 1.5 \text{ Boulon sollicité en traction} \end{cases}$$

- Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment, le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

- $\mu = 0.50$ pour les surfaces de la classe A.
- $\mu = 0.40$ pour les surfaces de la classe B.
- $\mu = 0.30$ pour les surfaces de la classe C.
- $\mu = 0.20$ pour les surfaces de la classe D.

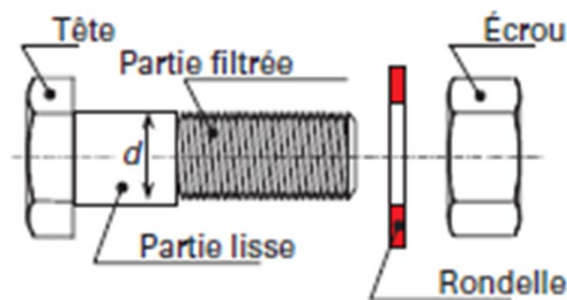


Figure VI-1 Les composants d'un boulon.

VI.3 Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VI.4 Assemblages de palée de stabilité

- Calcul de l'attache de la diagonale (1) $\text{JL } 50 \times 50 \times 6$ avec le poteau

VI.4.1 Disposition des boulons

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 = 26.4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_1 = 36 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2.2d_0 = 48.4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } p_1 = 65 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1.5d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_2 = 38 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec : $d_0 = d + 2 = 22 \text{ mm}$ (tableau 6.1 Eurocode 3)

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

Tableau VI-2 Principales caractéristiques géométrique.

Désignation	d (mm)	d_0 (mm)	A (mm ²)	A_s (mm ²)
M20	20	22	314	245

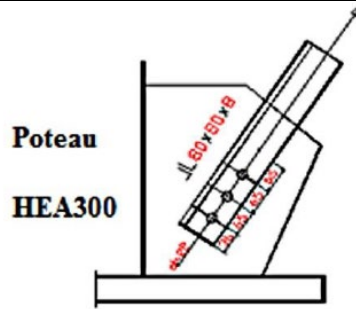


Figure VI-2 L'attache de diagonale.

On a : $N_{Sd} = 83.625 \text{ kN}$

Pour un boulon $N_{Sd,1} = \frac{N_{Sd}}{3 \times 2} = 13.937 \text{ KN}$

Les diagonales sont attachées par des boulons

$\phi = 20 \text{ mm}$ de classe 10.9 $\rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

- Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement**

On a : $m = 2$ et $n = 3$ et $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Avec :

m : nombre de plan de cisaillement = 2.

n : est le nombre de boulons pris arbitrairement = 3.

Il faut vérifier que :

$$F_{V,Rd} \geq N_{Sd,1}$$

$$\text{Avec : } F_{V,Rd} = 0.6 \cdot m \cdot n \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times 2 \times 3 \times 100 \times \frac{245}{1.25} = 70.524 \text{ kN}$$

D'où : $F_{V,Rd} = 70.524 \text{ N} \geq N_{Sd,1} = 13.937 \text{ KN} \dots\dots\dots$ **Vérifiée**

➤ **Résistance de la pression diamétrale**

Il faut vérifier que :

$$F_1 \leq F_B$$

Avec : $F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$; Profilés : L (50 x 50 x 6), $t = 6$ mm.

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min \left[\frac{36}{66}; \frac{65}{66} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right] = \min[0.54; 0.73; 2.7; 1] = 0.54$$

$$F_B = 2.5 \times 0.54 \times 36 \times 20 \times \frac{6}{1.25} = 46.656 \text{ kN}$$

Pour un boulon : $F_1 = \frac{N_{Sd}}{3.m} = 13.937 \text{ kN} < F_B = 46.656 \text{ kN}$ **vérifiée.**

Il y'a pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

VI.4.2 Vérification de gousset à la traction

Il faut vérifier que :

$$F_u \leq N_{u,Rd}$$

$$\text{Avec : } N_{u,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot \frac{A_{net}}{\gamma_{M2}} = 0.9 \times 360 \times \frac{2.88}{1.25} = 74.649 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = t(b - d_0) = 6(60 - 22) = 228 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pour un boulon : } F_u = \frac{N_{Sd}}{3} = \frac{83.625}{3} = 27.875 \text{ kN} < N_{u,Rd} = 74.649 \text{ kN} \quad \textbf{vérifiée.}$$

Donc : la diagonale **∟ 50×50×6** est attacher par des boulons **Ø = 20 mm** de classe **10.9**

Avec gousset d'épaisseur **t = 6 mm**.

VI.5 Assemblage poteau-sablière

Cisaillement des boulons attachant la poutre

La sollicitation à l'effort tranchant agissant sur une section de ces boulons est égale à la somme vectorielle des deux efforts tranchants suivant (il y a 4 boulons) :

$$V_{sd} = \frac{G \times L}{2} = \frac{0.432 \times 6}{2} = 1.296 \text{ kN}$$

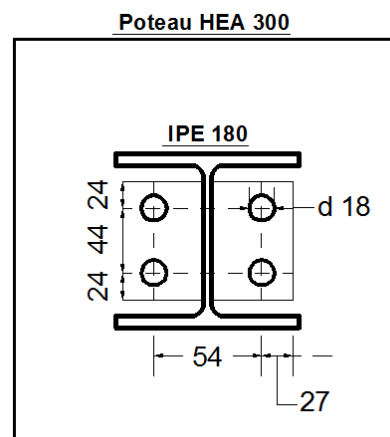


Figure VI-3 Assemblage poteau – sablière

$$F_{v.sd}^1 = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{1.296}{4} = 0.324 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd}^2 = \left(\frac{V_{sd}/2}{P_1} \right) \times e = \left(\frac{1.296/2}{54} \right) \times 24 = 0.358 \text{ kN}$$

Avec : $e = 36 \text{ mm}$ et $P_1 = 65 \text{ mm}$

Soit la résultante :

$$F_{v.sd} = \sqrt{(F_{v.sd}^1)^2 + (F_{v.sd}^2)^2} = \sqrt{0.324^2 + 0.358^2} = 0.483 \text{ kN}$$

La sollicitation de traction agissant sur un boulon d'assemblage d'âme de la poutre résulte de l'excentricité a_3 , dans le cas particulier de cette configuration. On peut raisonnablement calculer cet effort en supposant que le bras de levier de la force de traction secondaire est égal à l'entraxe vertical des boulons P_1 . En d'autres termes. Le centre instantané de rotation se trouve au niveau du boulon inférieur de la liaison cornière-âme de poutre, et on a :

$$F_{t.sd} = \left(\frac{V_{sd}/2}{P_1} \right) \times a_3 = \left(\frac{1.296/2}{65} \right) \times 24,25 = 0.241 \text{ kN} \quad \text{avec : } a_3 = 24.25 \text{ mm}$$

• Vérification d'un boulon sollicité par des efforts combinés de cisaillement et de traction
Conduit à s'assurer que :

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

Avec : pour un boulon **M18** de classe **8.8**

$$F_{v.Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 80 \times 192}{1025} = 73.728 \text{ kN}$$

Nb : $A = A_s$ si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

Et : $A_s = 192 \text{ mm}^2$

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 80 \times 192}{1.5} = 92.19 \text{ kN}$$

$$\text{Finalement : } \frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 \times F_{t.Rd}} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{0.483}{73.728} + \frac{0.241}{1.4 \times 92.19} = 0.0098 < 1$$

➤ Pression Diamétrale

On vérifie la pression diamétrale dans l'âme de la poutre. Celle-ci est déterminante car c'est l'épaisseur la plus faible par rapport aux deux épaisseurs des cornières. La résistance de calcul à la pression diamétrale est donnée par :

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

Relation dans laquelle :

$$\alpha = \left(\frac{e_1}{3 d_0} ; \frac{P_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = (0.4 ; 1.08 ; 2.7 ; 1) = 0.4$$

On a : $e_1 = 36 \text{ mm}$; $t = 5.3 \text{ mm}$ (épaisseur de l'âme d'un **IPE180**) Donc :

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}} = 2.5 \times 0.4 \times 36 \times 18 \times \frac{5.3}{1.25} = 27.475 \text{ kN}$$

Ce qui permet de vérifier que la pression diamétrale pour un boulon est satisfaite :

$$F_{v,sd} = 0.483 \leq F_{b,Rd} = 27.475 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

VI.6 Assemblage panne traverse

- Vérification des boulons au cisaillement + traction

Les boulons soumis à un effort de traction + cisaillement, et doivent satisfaire aux conditions suivantes :

a) Boulon (1)

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec:} \begin{cases} F_{V,sd} = R_y = 0.063 \text{ KN} \\ F_{t,sd} = R_z = 13.725 \text{ KN} \end{cases}$$

(Voire chapitre (III) calcul de l'échantignolle).

$$\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 36.6 \text{ mm}^2 \text{ De classe 4.6} \rightarrow f_{ub} = 40 \text{ daN/mm}^2$$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 40 \times 36.6}{1.25} = 70.272 \text{ KN} \Rightarrow F_V = 70.272 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 40 \times 36.6}{1.5} = 87.84 \text{ KN} \Rightarrow F_T = 87.84 \text{ KN}$$

$$\text{Finalement: } \frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{0.063}{70.272} + \frac{13.725}{1.4 \times 87.84} = 0.008 < 1$$

b) Boulon (2)

$$\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 36.6 \text{ mm}^2 \text{ De classe 8.8} \rightarrow f_{ub} = 80 \text{ daN/mm}^2$$

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec:} \begin{cases} F_{V,sd} = R_y = 0.063 \text{ KN} \\ F_{t,sd} = R_z = 13.725 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 80 \times 36.6}{1.25} = 14.054 \text{ KN} \Rightarrow F_V = 14.054 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 80 \times 36.6}{1.5} = 17.568 \text{ KN} \Rightarrow F_T = 17.568 \text{ KN}$$

$$\text{Finalement: } \frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{0.063}{14.054} + \frac{13.725}{1.4 \times 17.568} = 0.561 < 1$$

Remarque :

Les détails de calcul des assemblages par Robot sont donnés dans les annexes.

Chapitre VII:

Etude des fondations



VII. Etude des fondations

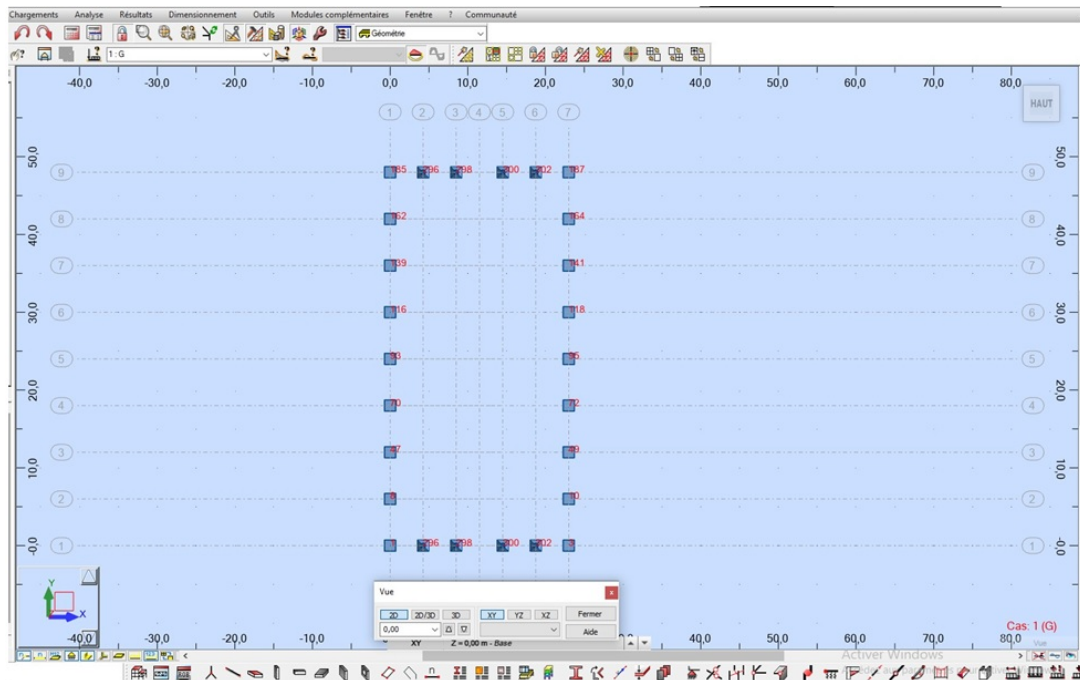
VII.1 Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

VII.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.
- La contrainte admissible de notre sol $\sigma = 2$ bar.
- La profondeur d'ancrage : $D = 2,00$ m.



VII.3 Calcul des fondations

VII.3.1 Détermination des sollicitations

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1. RPA1999 ver 2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91.

Un exemple de calcul des fondations sous la platine des potelets est donné par la suite :

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

ETAT LIMITE ULTIME

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	77,169	25,756	115,101	6,184	206,393	1,170
Noeud	25	308	15	1	25	3
Cas	ELU/31	ELU/30	ELU/31	ELU/28	ELU/31	ELU/15
MIN	-98,493	-46,046	-98,382	-3,019	-242,697	-1,127
Noeud	25	1	42	3	25	49
Cas	ELU/30	ELU/28	ELU/28	ELU/17	ELU/30	ELU/15

ETAT LIMITE DE SERVICE

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	54,088	17,108	81,023	3,907	144,668	0,781
Noeud	25	308	15	1	25	3
Cas	ELS/16	ELS/15	ELS/16	ELS/13	ELS/16	ELS/8
MIN	-57,860	-28,807	-58,618	-2,077	-144,668	-0,752
Noeud	27	49	42	3	27	49
Cas	ELS/17	ELS/8	ELS/13	ELS/10	ELS/16	ELS/8

Tableau VII-1 Sollicitations les plus défavorables

ELU (kN)			ELS(kN)		
V	N	M	V	N	M
77.169	115.101	206.383	54.088	81.023	144.668

Charge à prendre en considération :

ELU :

$$Mu = 206.383 \text{ kN.m}$$

$$Nu = 115.101 \text{ kN}$$

ELS :

$$Ms = 144.668 \text{ kN.m}$$

$$Ns = 81.023 \text{ kN.}$$

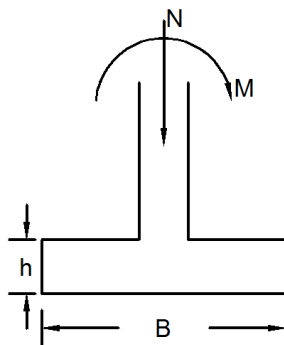


Figure VII-1 Sollicitations de fondation

Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- _ La nature et le poids de la superstructure.
- _ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- _ La qualité du sol de fondation.

VII.3.2 Semelle isolée :

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{N_u}{S} < \sigma_{sol}$$

Avec :

N_u : effort normal à l'état ultime

S : surface de la semelle en contact avec le sol.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

A : petite dimension de la semelle.

B : grande dimension de la semelle.

$$\frac{N_u}{S} < \sigma_{sol} \quad \longrightarrow \quad \frac{N_u}{\sigma_{sol}} < S$$

Suivant la relation relative des dimensions du la platine de la semelle on a :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \longrightarrow \quad A \cdot b = B \cdot a \quad \longrightarrow \quad A = \frac{B \cdot a}{b}$$

$$S = A \times B$$

Suivant l'inégalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol.

$$\frac{N_u}{\sigma_{sol}} < S \quad \frac{N_u}{\sigma_{sol}} < (A \times B)$$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT

$a=50 \text{ cm}$ $b=50 \text{ cm}$ $A=B$ semelle carré.

$$\bullet M_{u \max} = 206.383 \text{ kN.m}$$

$$\bullet N_{u \max} = 115.101 \text{ kN}$$

Calcul du longueur (B) de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} \quad \sqrt{\frac{115.101}{200}} = 0.575 \text{ m}^2$$

On adopte $B=3.00 \text{ m}$

Donc on prend une semelle de dimensions (3,00 m, 3,00 m)

b. Détermination de d et h : $h=d+5 \text{ cm}$

$$(h_c - d') \geq \max\left(\frac{B - b}{4}, \frac{A - a}{4}\right)$$

$$\left(\frac{3.00-0.5}{4}, \frac{3.00-0.5}{4} \right)$$

$$(h_c - d') \geq \max(0,62 ; 0,62)(m)$$

$$(h_c - d') \geq 0.65 m$$

On prend $d' = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_c = 70 \text{ cm}$, d' : enrobage d'acier

VII.3.3 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{B}{6}$$

$$e_0 = \frac{206.383}{115.101} = 1.79 \text{ m} > \frac{3.00}{6} = 0.5 \text{ m}$$

Diagramme triangulaire

$$\text{Donc on vérifie : } \sigma_2 = \frac{2 \times N}{3 \times \left(\frac{B}{2} - e_0 \right) \times B} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \times 115.101}{3 \times \left(\frac{3.00}{2} - 1.79 \right) \times 3} \leq \sigma_{sol}$$

$88.20 \text{ kN/m}^2 < 200 \text{ kN/m}^2$ Condition vérifiée.

VII.4 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à L'ELU et la vérification à L'ELS : Pour (A'), nous allons utiliser la méthode « console »

$$\sigma_d = \frac{B + 0.35 \times b - 3 \times e_0}{3 \times (0.5 \times B - e_0)} \times \sigma_2$$

$$\sigma_d = \frac{3.00 + 0.35 \times 0.5 - 3 \times 1.79}{3 \times (0.5 \times 3.00 - 1.79)} \times 88.20 = 222.52 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = B \left(\frac{B}{2} - 0.35 \times b \right)^2 \times \left(\frac{\sigma_d + 2\sigma_2}{6} \right)$$

$$M_d = 3 \left(\frac{3}{2} - 0.35 \times 0.5 \right)^2 \times \left(\frac{22.52 + 288.20}{6} \right) = 272.75 \text{ kN.m}$$

$$A' = \frac{M_d}{Z \times \sigma_{bc}} = \frac{272.75 \times 1.00}{0.9 \times 70 \times 34.8} = 0.124 \text{ cm}^2$$

donc on adopte $A' = 20T10 = 15.71 \text{ cm}^2$

VII.4.1 Vérification de ferrailage :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{6}$$

$$e_0 = \frac{144.665}{81.023} = 1.78 > \frac{3}{6} = 0.5 \quad \text{Diagramme triangulaire}$$

$$\text{Donc on vérifie : } \sigma_2 = \frac{2 \times N}{3 \times \left(\frac{B}{2} - e_0 \right) \times B} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \times 115.101}{3 \times \left(\frac{3.00}{2} - 1.78\right) \times 3} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

91.35 kN/m² < 200 kN/m² Condition vérifiée.

$$\sigma_d = \frac{B + 0.35 \times b - 3 \times e_0}{3 \times (0.5 \times B - e_0)} \times \sigma_2$$

$$\sigma_d = \frac{3 + 0.35 \times 0.5 - 3 \times 1.78}{3 \times (0.5 \times 3 - 1.78)} \times 91.35 = 235.44 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = B \left(\frac{B}{2} - 0.35 \times b \right)^2 \times \left(\frac{\sigma_d + 2\sigma_2}{6} \right)$$

$$M_d = 3 \left(\frac{3}{2} - 0.35 \times 0.5 \right)^2 \times \left(\frac{235.44 + 2 \times 91.35}{6} \right) = 367.05 \text{ kN.m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_d}{z \times \sigma_{bc}} = \frac{367.05 \times 1.00}{0.9 \times 70 \times 34.80} = 0.16 \text{ cm}^2 < 15.71 \text{ cm}^2$$

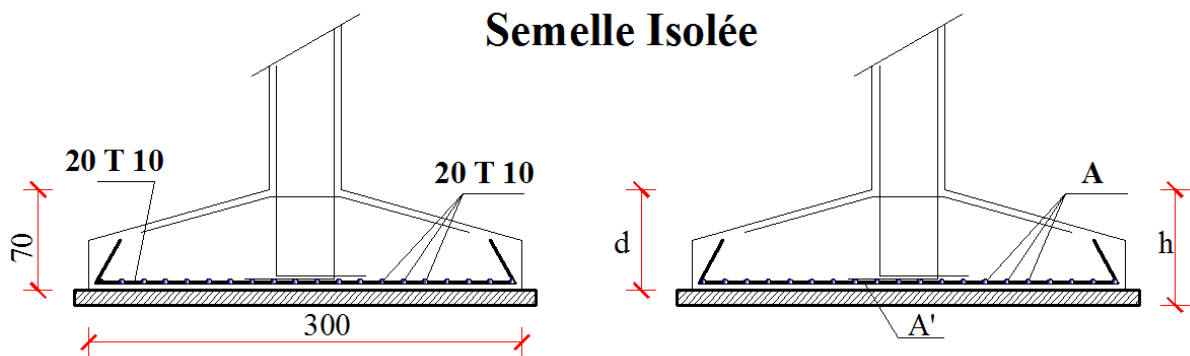


Figure VII-2. Vue en face de ferrailage de la semelle

Deuxième méthode

```
*****
*                                     GCIVILSOFT                             *
* Semelles isolée soumise un effort normal N et un moment fléchissant M *
* avec une excentricité unidirectionnelle Version 1.00 (2013)             *
*****
```

Date de création : samedi 24 mai 2025 à 23:19:31

Nom projet : Etude d'un hangar de stockage en charpente métallique

Nom de l'élément : Semelle isolée S1

Bloc : hangar

1). Donnée

a. Caractéristique de l'acier

Limite élastique de l'acier (Fe) = 400 MPa

Enrobage des aciers = 5 cm

Gamma acier = 1,15 sans unité

Pré dimensionnement le diamètre des aciers Coté b : T10

Pré dimensionnement le diamètre des aciers Coté a : T10

b. Caractéristique du béton

Contrainte du béton à 28 jours = 25 MPa

Poids volumique du béton = 25 KN/m³

Fissuration : Fissuration peu préjudiciable

Gamma béton = 1,5 sans unité

c. Caractéristique du sol

Poids volumique du sol = 18 KN/m³

Hauteur du remblai = 0 m

Poids volumique du remblai = 18 KN/m³

Contrainte admissible du sol = 2 bar

Profondeur d'ancrage = 2 m

La portance du sol est majorée par = 1 sans unité

d. Sollicitation

Nature combinaison : ELU

N : effort normale = 115,101 kN

M1 : moment fléchissant = 6,184 kN.m

M2 : moment fléchissant = 206,383 kN.m

e. Pré dimensionnement

Géométrie de la semelle isolée

B : Largeur de la semelle = 3 m

A : Largeur de la semelle = 3 m

H : Epaisseur de la semelle = 0,7 m

E : Epaisseur de la semelle = 0,7 m

Géométrie de l'avant poteau

b : Largeur du poteau = 0,5 m

a : Longueur du poteau = 0,5 m

f. Altitude de la région

Altitude de la région = 970 m

2). Résultats

a. Surface de la fondation, Poids

Surface de la fondation en contact avec le sol = 9 m²

Poids propre de la semelle = 157,5 kN

Poids propre de l'avant poteaux = 8,125 kN

Poids des terres = 204,75 kN

Poids des remblais = 0 kN

Poids total = 370,375 kN

b. Pré dimensionnement

B : Largeur de la semelle > 0,421 m

A : Largeur de la semelle > 0,554 m

c. Détermination de la hauteur de la semelle

$d_b = 0,65 \text{ m}$

$0,625 \leq 0,65 \leq 2,5 \text{ m}$

Condition vérifié

$d_a = 0,64 \text{ m}$

$0,625 \leq 0,64 \leq 2,5 \text{ m}$

Condition vérifié

d. Risque gel des gels

Condition vérifié

0,5

e. Vérification du Poinçonnement

$P_c = 4,8 \text{ m}$

$N_1 = 288 \text{ kN}$

$A = -77,187 \text{ kN}$

$f_{tj} = 2100 \text{ kN}$

Condition vérifié

Avec :

f_{tj} : contrainte admissible de traction du béton.

N_u : Effort normal à L'ELU.

N_1 : Valeur de la réaction du sol appliquée sur l'air délimité par P_c .

P_c : Le périmètre d'un contour homothétique du poteau situé à mi-épaisseur de la semelle.

h_t : Hauteur totale de la semelle.

f. Condition de non renversement

Côté - B - de la semelle

$B/4 = 0,75 \text{ m}$

$0,00987 \leq 0,75$

La condition de non renversement est vérifié

Côté - A - de la semelle

$A/4 = 0,75 \text{ m}$

$0,32956 \leq 0,75$

La condition de non renversement est vérifié

g. Contraintes de la semelle

Contraintes (Coté A) de la semelle

$$A/6 = 0,5 \text{ m}$$

$$A/24 = 0,125 \text{ m}$$

$$\text{Excentricité} = 0,32956 \text{ m}$$

Répartition : Répartition trapézoïdale des contraintes suivant A

$$\text{SIGMA Ma} = 0,8365 \text{ bar}$$

$$\text{SIGMA ma} = 0,1718 \text{ bar}$$

$$\text{SIGMA A} = 0,6703 \text{ bar}$$

$$\text{SIGMA SOL} = 2 \text{ bar}$$

Contraintes (Coté B) de la semelle

$$B/6 = 0,5 \text{ m}$$

$$B/24 = 0,125 \text{ m}$$

$$\text{Excentricité} = 0,00987 \text{ m}$$

Répartition : Répartition trapézoïdale des contraintes suivant B

$$\text{SIGMA Mb} = 0,5141 \text{ bar}$$

$$\text{SIGMA mb} = 0,4942 \text{ bar}$$

$$\text{SIGMA B} = 0,5091 \text{ bar}$$

$$\text{SIGMA SOL} = 2 \text{ bar}$$

La longueur de la partie comprimée est = m

Le taux de traction dans semelle est de = %

h. Ferrailage

Ferrailage Coté - B - de la semelle

La section d'acier théorique est : $A_{sx} = 9,1514 \text{ cm}^2$

Diamètre des aciers Coté b : T10

Section des barres = $0,785 \text{ cm}^2$

Espacement Choisit = 15 cm

La section d'acier réelle est : $A_{sx} = 15,7 \text{ cm}^2$

La section d'acier réelle en pourcentage : $A_{sx} = 166 \%$

Nombre des barres = 20

Ferrailage Coté - A - de la semelle

La section d'acier théorique est : $A_{sy} = 9,1514 \text{ cm}^2$

Diamètre des aciers Coté b : T10

Section des barres = $0,785 \text{ cm}^2$

Espacement Choisit = 15 cm

La section d'acier réelle est : $A_{sy} = 15,7 \text{ cm}^2$

La section d'acier réelle en pourcentage : $A_{sy} = 166 \%$

Nombre des barres = 20

Conclusion générale



Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation du concepteur ou étudiant de (calcul) de structures dans le domaine de génie civil, ce modeste travail nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant plusieurs années, et grâce à ce travail nous avons appris à appliquer les différents nouveaux règlements, tel que ; (CCM97 et Eurocode 3), RNV2013 et BAEL91 dans un projet réel.

Au cours de cette étude nous sommes conclus que les calculs permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité des structures métallique, et aussi la disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure. Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Bibliographie



Bibliographie

➤ **Livres et règlements :**

- DTR B-C 2-4.7 : Règlement neige et vent « RNV2013 ». Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrés du Bâtiment. Règlement Neige et Vent Algérien 2013.
- DTR. B-C 2.2 : Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- Lahlou Dehmani; calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3, OPU 2012.
- Jean MOREL, Calcul des Structures Métalliques selon l'EuroCode 3. 3ième Edition, Edition EYROLES 1997, France.
- Norme Européenne, NF EN 1991-1-1 ; – Euro code 1: Actions sur les structures. Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitations des bâtiments, AFNOR 2003.
- Norme Européenne, NF EN 1993-1-1 ; – Euro code 3: Calcul des structures en acier, partie 1-1: règles générales et règles pour bâtiments. AFNOR Octobre 2005.
- Norme Européenne, NF EN 1993-1-8 ; – Euro code 3: Calcul des structures en acier, partie 1-8: calcul des assemblages. AFNOR Décembre 2005.
- Baraka Abdelhak cours en charpente métallique 1 selon le règlement Algérien C.C.M.97 et l'Eurocode 3.
-

➤ **Mémoire :**

- Etude d'un hangar de stockage en charpente métallique, mémoire réalisé par Benhaouache A. et Bettahar Z., Départ. G.C., Université de Tiaret 2020.
- Etude d'une salle de sport en charpente métallique, mémoire réalisé par AMAL Amine Départ. G.C., Université de Tiaret 2021.
- Etude d'un hangar en charpente métallique a usage de stockage, mémoire réalisé par tayebi antar, sehila adbelhak, Départ. G.C., Université de BORDJ BOU-ARRERIDJ 2020.

➤ **Logiciels :**

- Autodesk Robot Structural Analysis, Ver 2016.
- MS Word version.

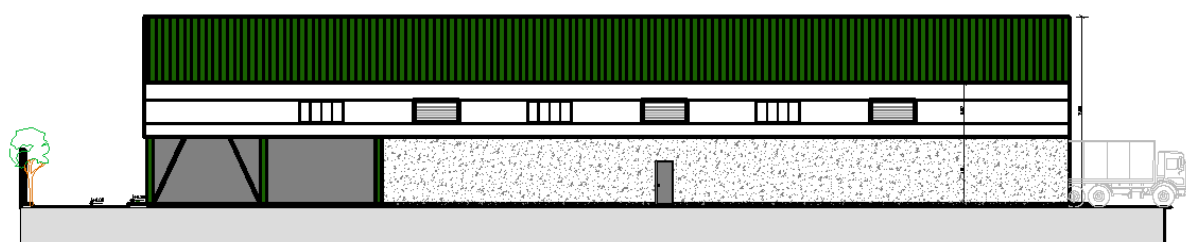
Annexes



Annexes

PLAN D'ARCHITECTUREL

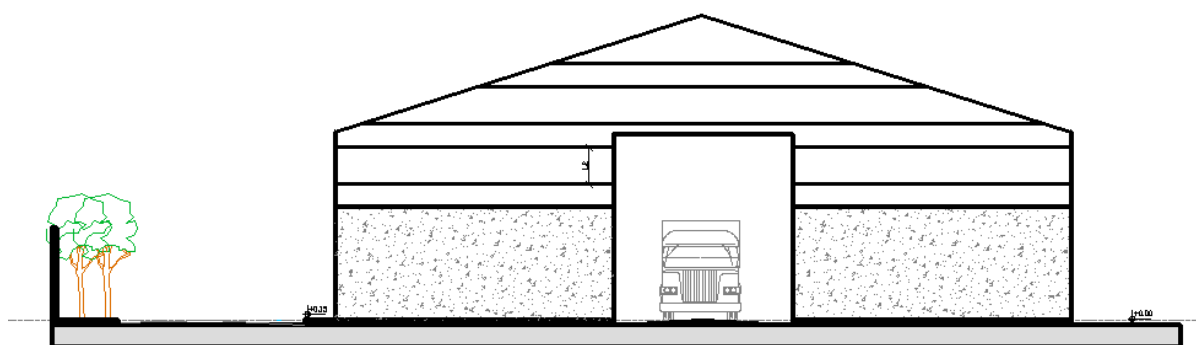
Les plans d'architecture de projet :



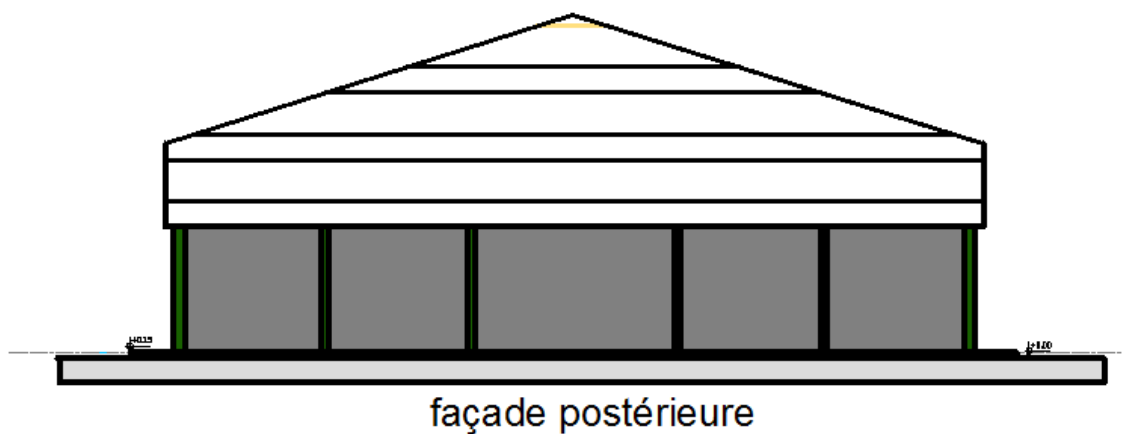
façade latérale gauche



façade latérale droite



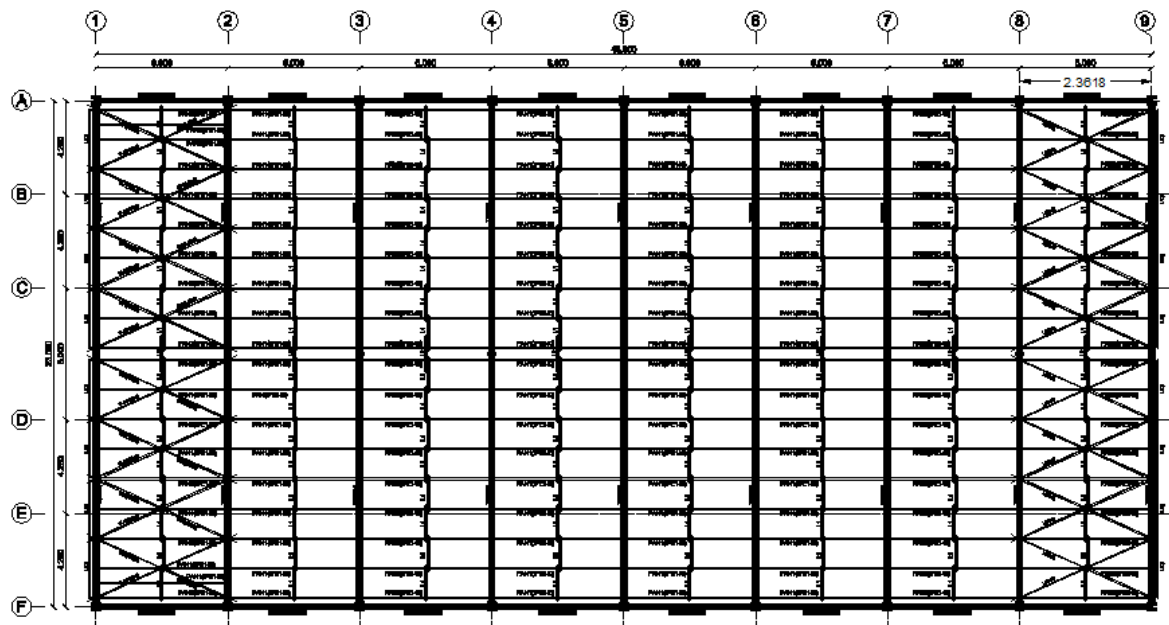
façade principale



PLAN GENIE CIVIL

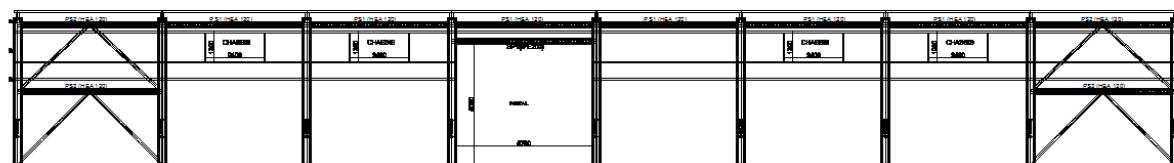
VUE EN PLAN TOITURE

Ech:1/100



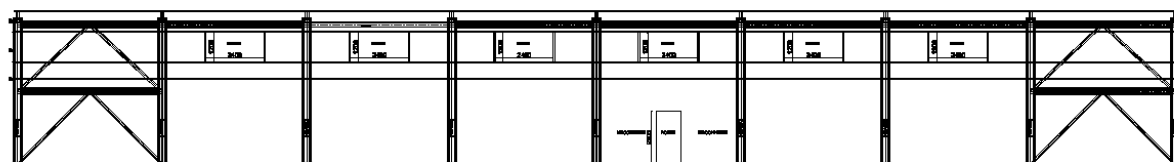
VUE SUR LONG PAN / FILE "A"

Ech:1/100



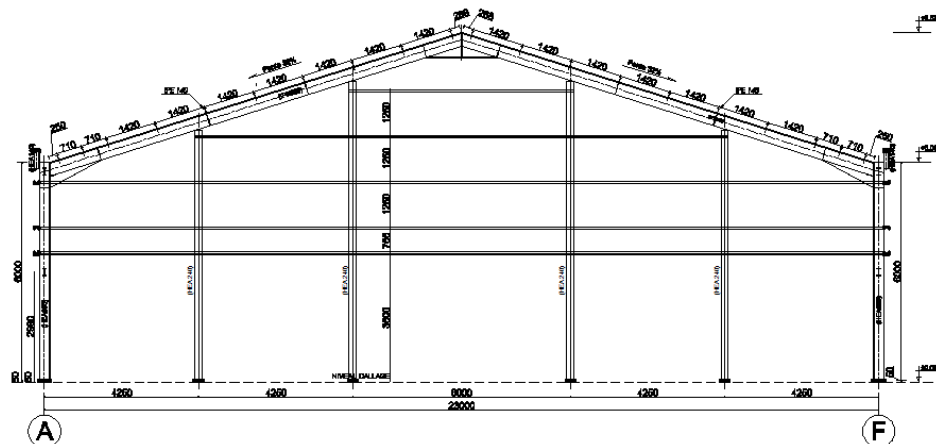
VUE SUR LONG PAN / FILE "F"

Ech:1/100



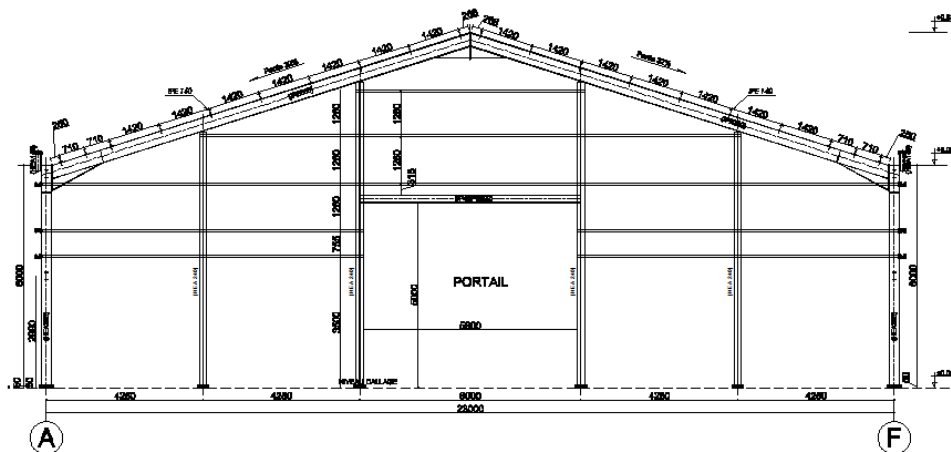
VUE SUR PIGNON / AXE "1"

Ech:1/50



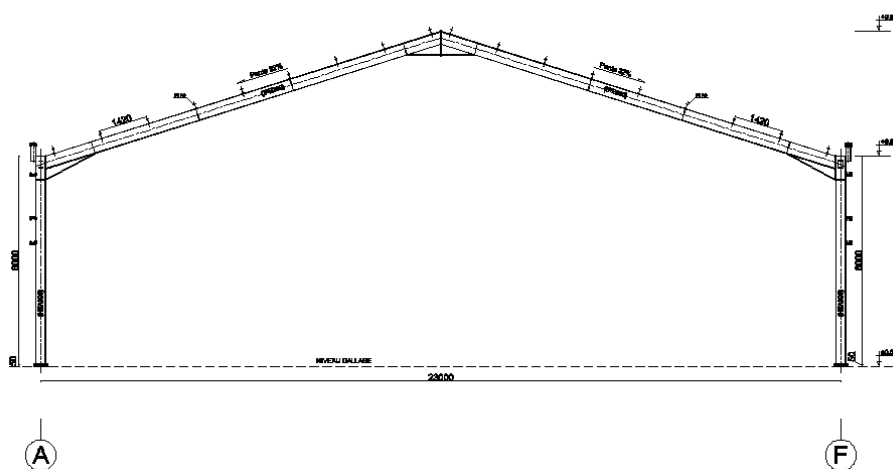
VUE SUR PIGNON / AXE "09"

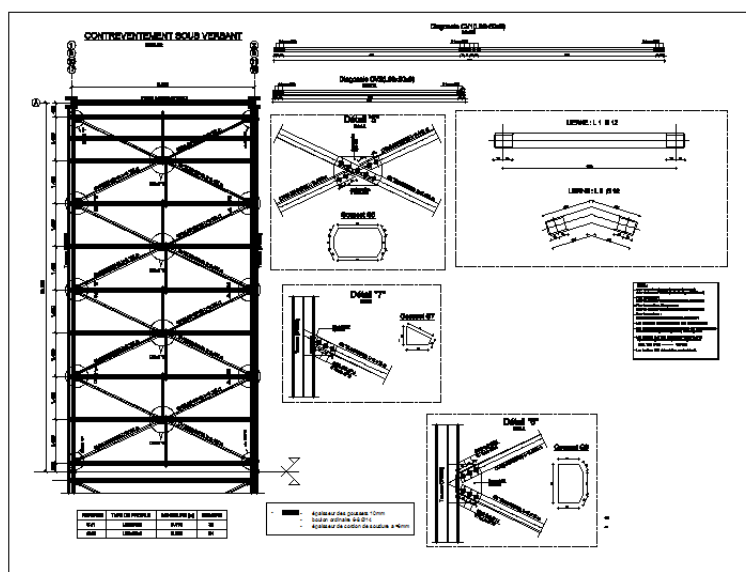
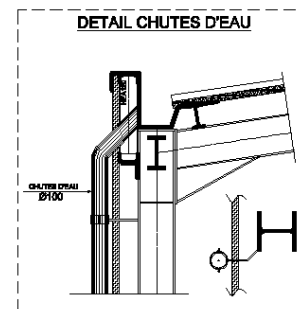
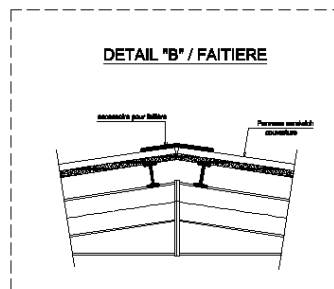
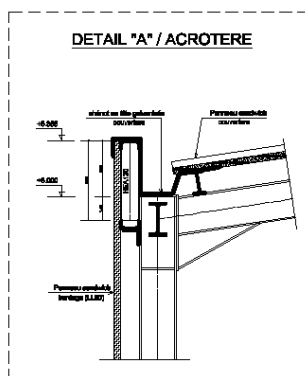
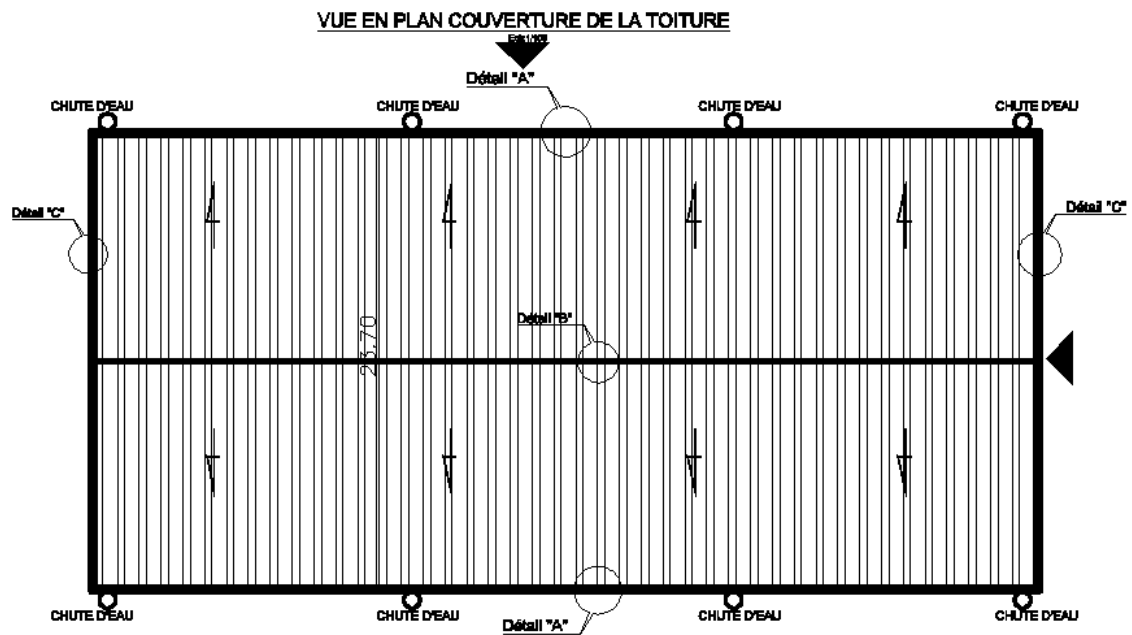
Ech:1/50

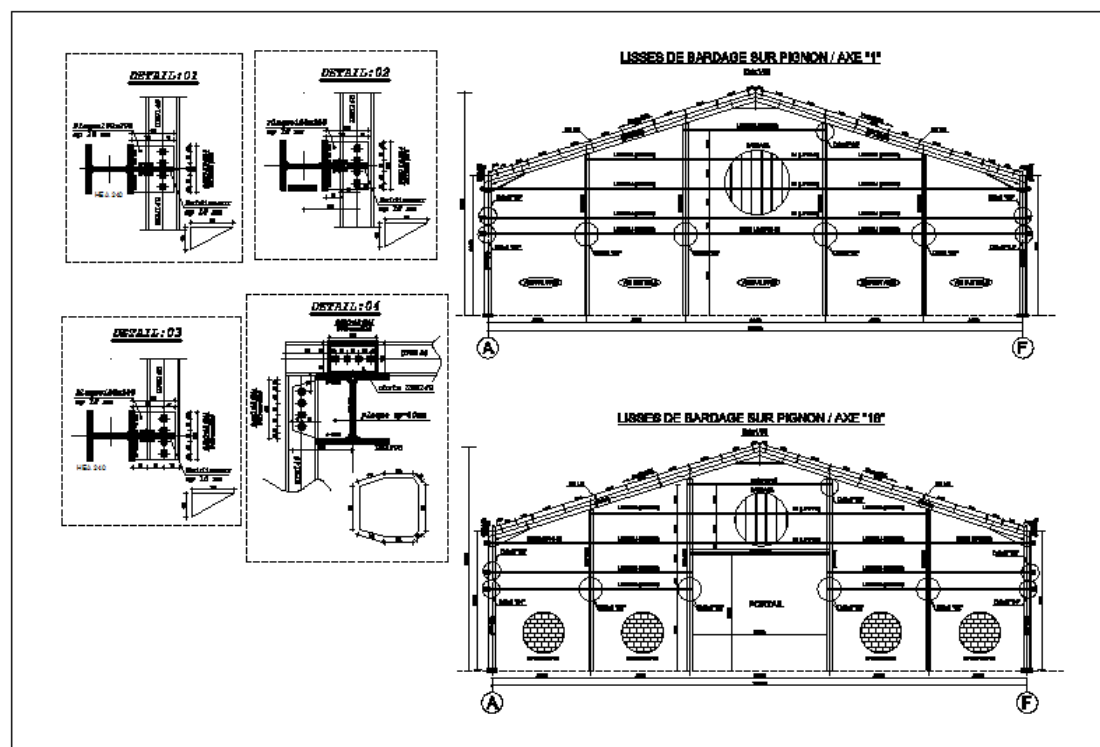
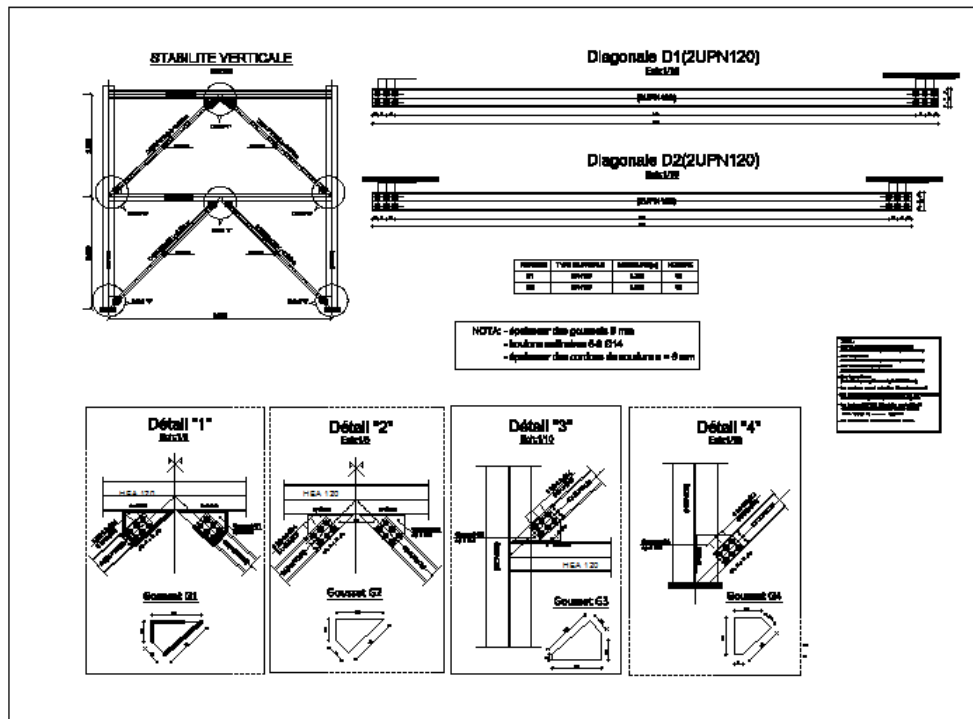


PORTIQUES / AXE "03-04-05-06-07 "

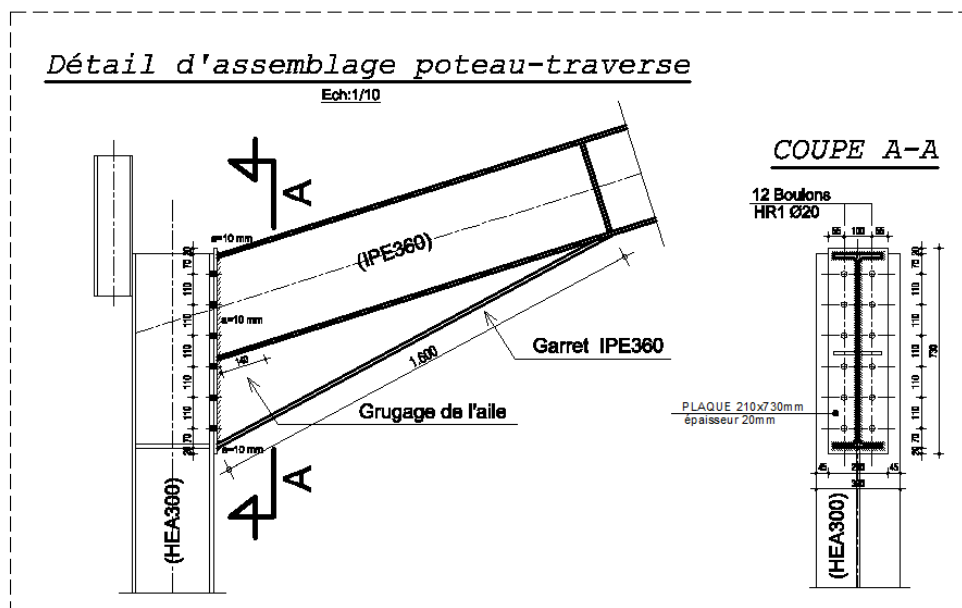
Ech:1/50







VI.7 ASSEMBLAGE POTEAU-traverse



1- Général

Assemblage N°: 51
 Nom de l'assemblage: Poutre-poteau 11 (âme)
 Noeud de la structure:
 Barres de la structure: 6, 19

2- Géométrie

2.1 Poteau

Profilé: HEA 300
 Barre N°: 6
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

Profilé: HEA 300

$t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uc} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

2.2 Poutre

Profilé: HEA 120

Barre N°: 19

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	114	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	5	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	12	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	25,34	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	606,15	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

2.3 Cornière

Profilé:	CAE 80x8		
$h_k =$	80	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	80	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	10	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yk} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yk} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

2.4 Boulons

2.4.1 Boulons assemblant le poteau à la cornière

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	12	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	13	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,84	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,13	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	50	[mm]	Entraxe

2.5 Soudures

$a_{ab} =$	5	[mm]	Soudures d'angle entre la cornière et la poutre
------------	---	------	---

2.6 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

24.3 Efforts

Cas: 18: $1.35G + 1.5V2 + 1.5S1 * 1.35 + (3+8) * 1.50$

$N_{b,Ed} = 90,83$ [kG] Effort axial

$V_{b,Ed} = 30,13$ [kG] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 0,00$ [kG*m] Moment fléchissant

4 Résultats

4.1 Boulons assemblant le poteau à la cornière

4.1.1 Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 2214,28$ [kG] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 2466,90$ [kG] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,99$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,99 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 8320,88$ [kG] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,99$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,99 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 8320,88$ [kG] Résistance d'un boulon en pression diamétrale
 $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,77$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,77 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 6099,47$ [kG] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,99 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,99 > 0,00 \quad \text{vérifié Résistance d'un}$$

$$F_{b,Rd2z} = 7831,4 \text{ [kG]} \quad \text{boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

24.4.1.2 Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau - cornière cisaillement des boulons

$$e = 53 \text{ [mm]} \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre}$$

$$M_0 = 0,79 \text{ [kG} \cdot \text{m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 7,53 \text{ [kG]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 15,82 \text{ [kG]} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 15,82 \text{ [kG]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 7,53 \text{ [kG]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 17,52 \text{ [kG]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 609,47 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 783,42 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |15,82| < 2214,28 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |7,53| < 2214,28 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 17,52 < 2214,28 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$F_{v,Ed} = 17,52 \text{ [kG]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

24.4.2 Résistance des soudures

24.4.2.1 Soudures d'angle entre la cornière et la poutre

$e =$	67 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de soudures du bord de l'âme du poteau	
$e =$	67 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de soudures du bord de l'âme du poteau	
$M_0 =$	1,01 [kG*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$A_w =$	13,50 [cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	486,74 [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_{Fx} =$	0,33 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_{Fx} = 0.5 * N_{b,Ed} / A_w$
$\tau_{Fz} =$	0,11 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant	$\tau_{Fz} = 0.5 * V_{b,Ed} / A_w$
$\tau_{Mx} =$	0,11 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 * z_i / I_0$
$\tau_{Mz} =$	0,13 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 * x_i / I_0$
$\tau =$	0,51 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{(\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	220,07 [MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vw,d}$	0,51 < 220,07	vérifié	(0,00)

24.5 Remarques

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible -6 [mm] < 17 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible -26 [mm] < 17 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,02



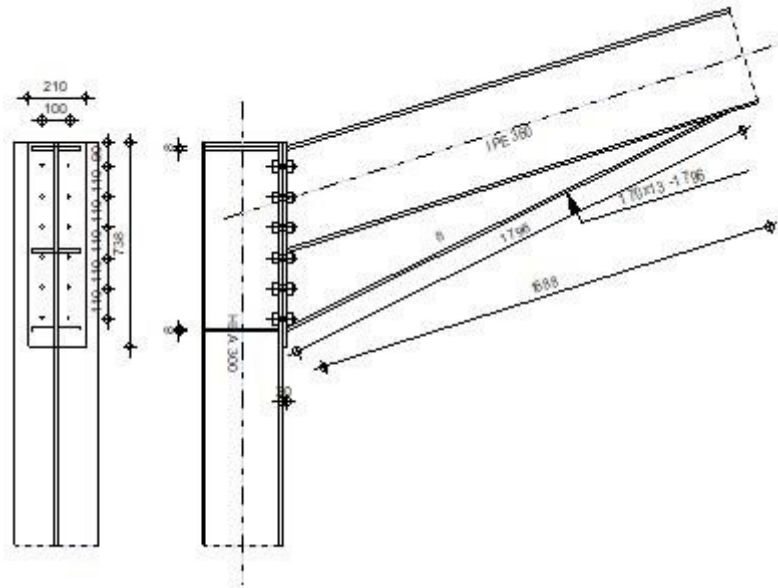
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,68



GENERAL

Assemblage N°: 15
 Nom de l'assemblage: Angle de portique
 Noeud de la structure: 117
 Barres de la structure: 101, 103

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300
 Barre N°: 101
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 103
 $\alpha = 17,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $\alpha = 17,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	21585,35	[kG]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100	[mm]	
Entraxe $p_i =$	110;110;110;110;110	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	738	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Résistance
	[		

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	288	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1688	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	26,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M1} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 12: 1.35G+1.5S 1*1.35+3*1.50

$M_{b1,Ed} =$	19413,67	[kG*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	7822,05	[kG]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-6001,38	[kG]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	19413,67	[kG*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	6001,38	[kG]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-8057,90	[kG]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$$A_b = 72,73 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 185409,90 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la compression} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

CISAILLEMENT

$$A_{vb} = 58,18 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 85628,33 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 1019,15 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 25981,09 \text{ [kG*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 2042,49 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 52069,10 \text{ [kG*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 52069,10 \text{ [kG*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 652 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des aile} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 79889,28 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 17,5 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 26,3 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 262 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad 6.2.6.2.(1) \quad A_{vb}$$

$$= 35,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

Pression diamétrale:

$$\beta = 17,5 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\omega = 0,83 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 182,84 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 259014,67 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 299 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,18 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,70 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 182398,18 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 68798,98 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 68798,98 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Resistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 19413,67 \quad [\text{kG}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \quad [\text{kG}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 6001,38 \quad [\text{kG}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \quad [\text{kG}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 565 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 31333,97 \quad [\text{kG}] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_s = \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$A_{vc} = 37,28 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$d_s = 690 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 412,2 \quad [\text{kG}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 115,0 \quad [\text{kG}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 115,0 \quad [\text{kG}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 50912,29 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,62 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,62)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 9 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,w} = 285 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 37,28 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 0,80 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,E} = 115,43 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,50 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.4]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 92066,26 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 208 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,97 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,37 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 83202,94 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 83202,94 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 9 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 284 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 37,28 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,80 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 115,43 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,50 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 91970,38 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 208 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,96 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,37 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 83169,13 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 83169,13 \text{ [kG]}$ 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	24	–	100	–	110	152	193	152	193	186	137	137	137
2	24	–	100	–	110	152	222	152	222	220	110	110	110
3	24	–	100	–	110	152	222	152	222	220	110	110	110
4	24	–	100	–	110	152	222	152	222	220	110	110	110
5	24	–	100	–	110	152	222	152	222	220	110	110	110
6	24	–	100	–	110	152	193	152	193	186	137	137	137

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	39	–	55	–	110	246	244	244	244	233	186	186	186
2	39	–	55	–	110	246	226	226	226	220	110	110	110
3	39	–	55	–	110	246	226	226	226	220	110	110	110
4	39	–	55	–	110	246	226	226	226	220	110	110	110
5	39	–	55	–	110	246	226	226	226	220	110	110	110
6	39	–	55	–	110	246	226	226	226	233	168	168	168

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

m – Distance du boulon de l'âme

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 efficace pour un boulon dans les mécanismes circulairesl_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulairesl_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulairesl_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulairesl_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage a la compression

 $N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$

$N_{j,Rd} = 137597,96$ [kG] 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)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 21585,35$ [kG] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 26156,21$ [kG] 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
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	30586,56	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 31394,62$	31394,62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 30586,56$	30586,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 38073,93$	38073,93	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 49725,17$	49725,17	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52312,41$	52312,41	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd} / \beta = 50912,29$	50912,29	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 83202,94$	83202,94	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 79889,28$	79889,28	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 68798,98$	68798,98	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	14502,14	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 31394,62$	31394,62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 30586,56$	30586,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 37020,91$	37020,91	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 46009,00$	46009,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52312,41$	52312,41	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd} / \beta - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 50912,29 - 30586,56$	20325,74	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 83202,94 - 30586,56$	52616,39	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 79889,28 - 30586,56$	49302,72	Aile de la poutre - compression
F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 68798,98 - 30586,56$	38212,42	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 51186,80 - 30586,56$	20600,24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 45088,69 - 30586,56$	14502,14	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 65074,36 - 30586,56$	34487,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 60371,30 - 30586,56$	29784,75	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	5823,60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 31394,62$	31394,62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 30586,56$	30586,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 37020,91$	37020,91	Platine d'about - traction

$F_{t,wb,Rd(3)} = 46009,00$	46009,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52312,41$	52312,41	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 50912,29 - 45088,69$	5823,60	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 83202,94 - 45088,69$	38114,25	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 79889,28 - 45088,69$	34800,58	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 68798,98 - 45088,69$	23710,29	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 45517,77 - 14502,14$	31015,63	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 41381,84 - 14502,14$	26879,71	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 73945,68 - 45088,69$	28856,99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 56735,75 - 45088,69$	11647,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 57211,79 - 14502,14$	42709,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 44867,51 - 14502,14$	30365,38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 95414,95 - 45088,69$	50326,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 82805,06 - 45088,69$	37716,37	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 31394,62$	31394,62	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 30586,56$	30586,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 37020,91$	37020,91	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 46009,00$	46009,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52312,41$	52312,41	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 50912,29 - 50912,29$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 83202,94 - 50912,29$	32290,65	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 79889,28 - 50912,29$	28976,98	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 68798,98 - 50912,29$	17886,69	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 45517,77 - 5823,60$	39694,16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 41381,84 - 5823,60$	35558,24	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 68276,65 - 20325,74$	47950,91	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 54272,73 - 20325,74$	33946,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 96704,57 - 50912,29$	45792,27	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 64359,96 - 50912,29$	13447,66	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 57211,79 - 5823,60$	51388,18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 44867,51 - 5823,60$	39043,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 85817,68 - 20325,74$	65491,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 67301,27 - 20325,74$	46975,53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 125755,54 - 50912,29$	74843,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 105238,81 - 50912,29$	54326,52	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{ij,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	620	30586,56	31394,62	30586,56	38073,93	49725,17	43170,71	52312,41
2	510	14502,14	31394,62	30586,56	37020,91	46009,00	43170,71	52312,41
3	400	5823,60	31394,62	30586,56	37020,91	46009,00	43170,71	52312,41
4	290	-	31394,62	30586,56	37020,91	46009,00	43170,71	52312,41
5	180	-	31394,62	30586,56	37020,91	46009,00	43170,71	52312,41
6	70	-	31394,62	30586,56	37020,91	46009,00	43170,71	52312,41

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 28710,82 \text{ [kG*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,68 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,68)$$

Resistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,94 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 17299,08 \text{ [kG]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 21585,35 \text{ [kG]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 23127,16 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 23127,16 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	43170,71	-1000,23	30586,56	20682,00	19681,77	23331,37
2	43170,71	-1000,23	14502,14	9806,05	8805,82	29557,29
3	43170,71	-1000,23	5823,60	3937,80	2937,57	32916,55
4	43170,71	-1000,23	0,00	0,00	-1000,23	34598,16
5	43170,71	-1000,23	0,00	0,00	-1000,23	34598,16
6	43170,71	-1000,23	0,00	0,00	-1000,23	34598,16

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 189599,68 \text{ [kG]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 150,71 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 80,28 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 70,43 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$I_{wy} =$	83224,51 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	-57,51 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-54,35 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} =$	10,89 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$	115,03 < 381,18	vérifié	(0,30)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})_{II}$	110,32 < 381,18	vérifié	(0,29)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}$	57,51 < 291,60	vérifié	(0,20)

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	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	32,74	1491,51
1	620	3	24	22	2	11,13	690,44
2	510	2	19	13	1	7,52	383,82
3	400	2	19	13	1	5,90	236,21
4	290	2	19	13	1	4,28	124,26
5	180	2	19	13	1	2,66	47,96
6	70	3	24	20	2	1,25	8,82

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = 456 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq} \text{ [mm]} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons

$$A_{vc} = 37,28 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 456 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

2

$$S_{jini} = E z_{eq} / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$S_{j,ini} = 9646923,97$ [kG*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,04$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 9284852,06$ [kG*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 2310661,46$ [kG*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

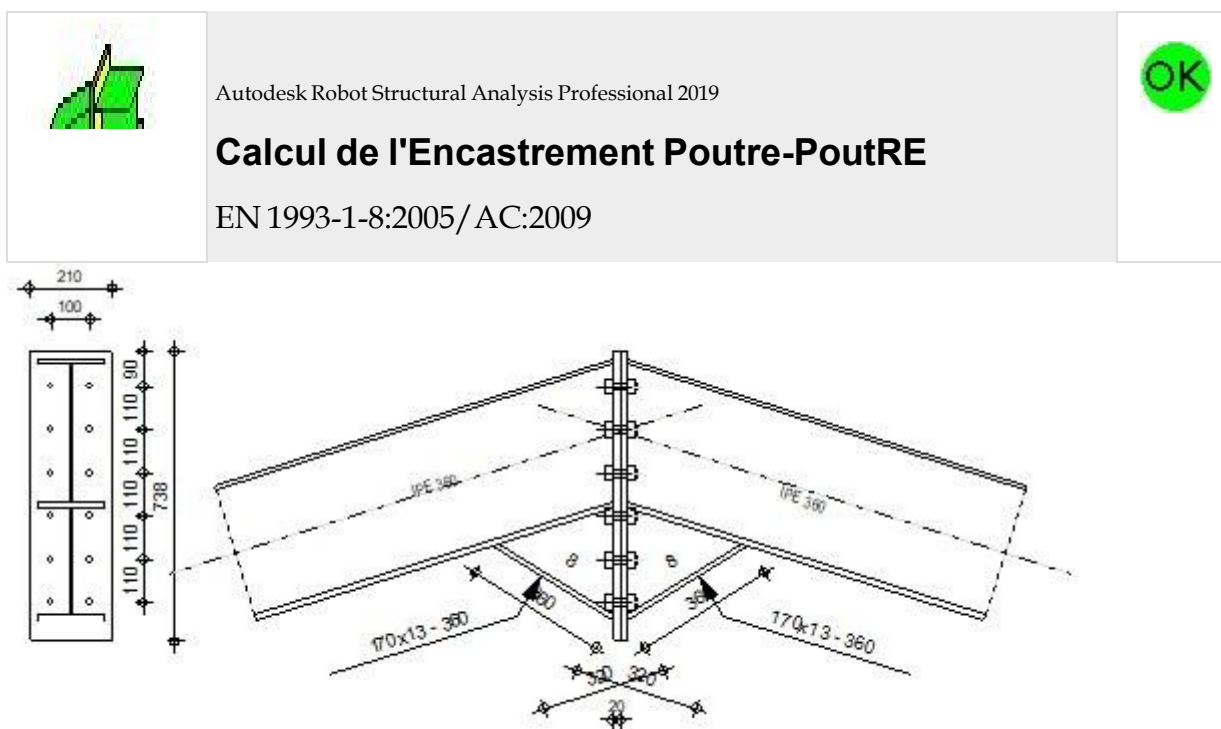
$S_{j,pin} = 144416,34$ [kG*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

REMARQUES

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. 5 [mm] < 10 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio $0,68$



GENERAL

Assemblage N°: 20

Nom de l'assemblage: Poutre - poutre

Noeud de la structure: 12

Barres de la structure: 7, 8

Gauche**POUTRE**

Profilé:	IPE 360		
Barre N°:	7		
$\alpha =$	-162,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	360	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	170	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé:	IPE 360		
Barre N°:	8		
$\alpha =$	-17,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	360	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	170	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$\alpha =$	-17,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$t_{fbr} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
-------	----	------	--------------------

Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	21585,35	[kG]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100	[mm]	
Entraxe p_i	110;110;110;110;110	[mm]	
=			

PLATINE

$h_{pr} =$	738	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ypr} =$	275,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	288	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	965	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	32,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 41: G+P+EY (1+2+7) *1.00

$M_{b1,Ed} = 5460,24$ [kG*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 0,02$ [kG] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -8389,20$ [kG] Effort axial dans la poutre droite

Resultats

Resistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 185409,90$ [kG] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 58,18$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 85628,33$ [kG] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 25981,09$ [kG*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

$W_{pl} = 2082,57$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 53090,73$ [kG*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 53090,73$ [kG*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 651$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes
[6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 81508,85$ [kG] 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:

$\beta = 17,5$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma =$	32,2	[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)]
$A_{vb} =$	35,14	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,89		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	60,46	[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)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 39499,08 \quad [kG] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$d_{wb} =$	299	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,02		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,79		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 31157,16 \quad [kG] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \\ [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 68798,98 \quad [kG] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \\ [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 31157,16 \quad [kG] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

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	39	-	55	-	110	246	244	244	244	233	186	186	186
2	39	-	55	-	110	246	226	226	226	220	110	110	110
3	39	-	55	-	110	246	226	226	226	220	110	110	110
4	39	-	55	-	110	246	226	226	226	220	110	110	110
5	39	-	55	-	110	246	226	226	226	220	110	110	110
6	39	-	55	-	110	246	226	226	226	233	168	168	168

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 efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Resistance de l'assemblage a la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 62314,32 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 21585,35 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 37366,01 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \text{ – résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \text{ – résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \text{ – résistance de la platine fléchie à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \text{ – résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RÉSISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	31157,16	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 38073,93$	38073,93	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 49725,17$	49725,17	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 74732,02$	74732,02	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 81508,85$	81508,85	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 31157,16$	31157,16	Ame de la poutre - compression

RÉSISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 37020,91$	37020,91	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 46009,00$	46009,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 74732,02$	74732,02	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 81508,85 - 31157,16$	50351,69	Aile de la poutre - compression

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 31157,16 - 31157,16$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 65074,36 - 31157,16$	33917,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 60371,30 - 31157,16$	29214,14	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

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	620	31157,16	–	–	38073,93	49725,17	43170,71	74732,02
2	510	–	–	–	37020,91	46009,00	43170,71	74732,02
3	400	–	–	–	37020,91	46009,00	43170,71	74732,02
4	290	–	–	–	37020,91	46009,00	43170,71	74732,02
5	180	–	–	–	37020,91	46009,00	43170,71	74732,02
6	70	–	–	–	37020,91	46009,00	43170,71	74732,02

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 19317,69 \text{ [kG*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

Resistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,94 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 17299,08 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 21585,35 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 33038,81 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 33038,81 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétral} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	43170,71	-1398,20	31157,16	8806,73	7408,53	30357,16
2	43170,71	-1398,20	0,00	0,00	-1398,20	34598,16
3	43170,71	-1398,20	0,00	0,00	-1398,20	34598,16
4	43170,71	-1398,20	0,00	0,00	-1398,20	34598,16
5	43170,71	-1398,20	0,00	0,00	-1398,20	34598,16
6	43170,71	-1398,20	0,00	0,00	-1398,20	34598,16

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$V_{j,Rd} = 203347,94 \text{ [kG]}$ 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

$A_w =$	150,61 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	80,28 [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	70,33 [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	83064,96 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$A_w =$	150,61 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$\sigma_{\perp\max} = \tau_{\perp\max} =$	-22,16 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-21,06 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	44,33 < 381,18	vérifié	(0,12)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	42,12 < 381,18	vérifié	(0,11)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9*f_u / \gamma_{M2}$	22,16 < 291,60	vérifié	(0,08)

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)]
$L_b =$	58 [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	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	75,06	3432,36
1	620	∞	∞	22	4	26,14	1620,45
2	510	∞	∞	13	3	17,03	868,64
3	400	∞	∞	13	3	13,36	534,35
4	290	∞	∞	13	3	9,68	280,87
5	180	∞	∞	13	3	6,01	108,21
6	70	∞	∞	20	4	2,83	19,84

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(3)]$$

Bras de levier équivalent

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 16 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 73500792,01 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 73500792,01 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 2310661,46 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 144416,34 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

REMARQUES

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.

$$5 \text{ [mm]} < 10 \text{ [mm]}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,28



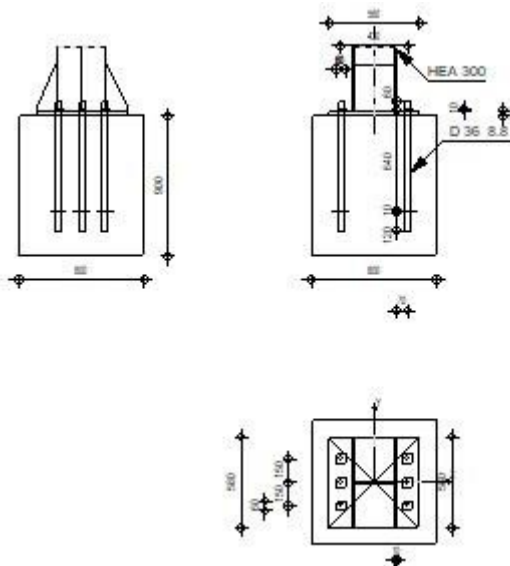
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/ AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete



Ratio
0,63



GENERAL

Assemblage N°: 32

Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 47

Barres de la structure: 29

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEA 300		
Barre N°:	29		
$L_c =$	6,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	290	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	112,53	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	18263,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	580	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	580	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	35	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	550,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	36 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	8,17 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	10,18 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3	Nombre de rangées des boulons Ecartement $e_{Hi} = 430$ [mm]
Entraxe $e_{vi} =$	150 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur

$b_p = 100$ [mm] Largeur

$t_p = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$w_s = 580$ [mm] Largeur

$h_s = 290$ [mm] Hauteur

$t_s = 10$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ 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 BETON25

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 25: G+1.5V1
1*1.00+4*1.50

$N_{j,Ed} = 4687,45$ [kG] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -13,55$ [kG] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -6076,68$ [kG] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 18783,36$ [kG*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -83,28$ [kG*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 15,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$$

$c = 82$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 177$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 463$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 820,98$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 4192,00$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 315285,65$ [kG] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 25,11$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,y} = 1016,73$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 1016,73$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,y} = 260307,79$ [kG] Résistance du béton à la flexion M_y [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 260307,79$ [kG] Résistance du béton à la flexion M_z [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 3,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{el,y} = 2016,84$ [cm³] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 51415,09$ [kG*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 276$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 186286,55$ [kG] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{el,z} = 1183,73$ [cm³] Facteur élastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 30176,77$ [kG*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 288$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 104654,11$ [kG] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{C,Rd,y} = 186286,55$ [kG] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{C,Rd,z} = 104654,11$ [kG] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 8,17$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 800,00$ [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)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 40788,97$ [kG] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CE

B [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 38184,12$ [kG] Résistance du boulon à la rupture CE

B [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 38184,12$ [kG] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$A_h = 89,82$ [cm²] Aire de contact de la plaque d'ancrage CEB [15.1.2.3]

$p_k = 175,00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à l'arrachement CEB [15.1.2.3]

$\gamma_{Mp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$$

$F_{t,Rd,p} = 79507,10$ [kG] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p})$$

$F_{t,Rd} = 38184,12$ [kG] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 239$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 239$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 59$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 1867,85$ [kG*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 1867,85$ [kG*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 127311,1$ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 91931,56$ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 114552,3$ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 91931,56$ [kG] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 290$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 290$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 59$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 2264,09$ [kG*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 2264,09$ [kG*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 154318,06$ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 76719,71$ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 76368,25$ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,z} = 76368,25$ [kG] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 183863,13$ [kG] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 91931,56$ [kG] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$F_{T,Rd,z} = 76368,25$ [kG] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
$e_y = 4007$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 138$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 215$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 31371,46$ [kG*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)	$0,60 < 1,00$	vérifié	(0,60)
$e_z = 18$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 144$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 150$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 2426,22$ [kG*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)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,63 < 1,00$	vérifié	(0,63)

CISAILEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,23$ 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]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 104072,24$ [kG] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,66$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,66$ 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]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 68468,58$ [kG] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0,28	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	10,18	[cm ²] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	800,00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	18267,83	[kG] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	7830,74	[kG] 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]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} =$	7250,69	[kG] Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} =$	$\frac{1}{7} \cdot 41928,3$	kG	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} =$	0,49		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)]
$\psi_{s,V,y} =$	0,85		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)]
$V_{Rk,c,y} =$	$\frac{1}{7} \cdot 41928,3$	kG	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{\alpha,V,y} =$	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 ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = \frac{V_{Rk,c,y} * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y}}{\gamma_{Mc}}$				
$F_{v,Rd,c,y} =$	8120,65	[kG]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} =$	26690	kG	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
----------------	-------	----	--	-----------------

=	4]		
	3		
$\Psi_{A,V,z}$	= 0,90	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)]
$\Psi_{s,V,z}$	= 0,97	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 ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	= 2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{V,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} * \Psi_{A,V,z} * \Psi_{h,V,z} * \Psi_{s,V,z} * \Psi_{ec,V,z} * \Psi_{\alpha,V,z} * \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
0			
$F_{V,Rd,c,z}$	= 10801,19 [kG]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$	= 0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	= 0,00 [kG]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
]			
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$	= 0,00 [kG]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{V,Rd,cp}, F_{V,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y}$	= 43504,12 [kG]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{V,Rd,cp}, F_{V,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z}$	= 43504,12 [kG]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,14 < 1,00	vérifié	(0,14)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,14 < 1,00	vérifié	(0,14)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

M_1	= 840,80 [kG*m]	Moment fléchissant du raidisseur
Q_1	= 12011,36 [kG]	Effort tranchant du raidisseur
z_s	= 54 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s =$	8092,11 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	1,90 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	27,65 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	40,62 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	70,38 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)}$			
	0,28 < 1,00	vérifié	(0,28)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	61,25 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	61,25 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,01 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{jEd,y}$	[4.5.3.(7)]

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	61,25 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-11,37 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{jEd,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$			
	0,21 < 1,00	vérifié	(0,21)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_y^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)}$			
	0,32 < 1,00	vérifié	(0,32)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_z^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)}$			
	0,27 < 1,00	vérifié	(0,27)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	51,99 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	51,99 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	50,77 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	136,19 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$			
	0,36 < 1,00	vérifié	(0,36)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	74,37 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	74,37 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	55,32 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	176,92 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]

$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,46 < 1,00	vérifié	(0,46)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	177	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	463	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	34	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	239	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	59	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff}^3 * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	22	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	351	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,54		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	7551568,26	[kG*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	19554766,41	[kG*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 $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	38	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	290	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	59	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff}^3 * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	26	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	351	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,92		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	3141303,69	[kG*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	6755658,66	[kG*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$			SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,63



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau articulé

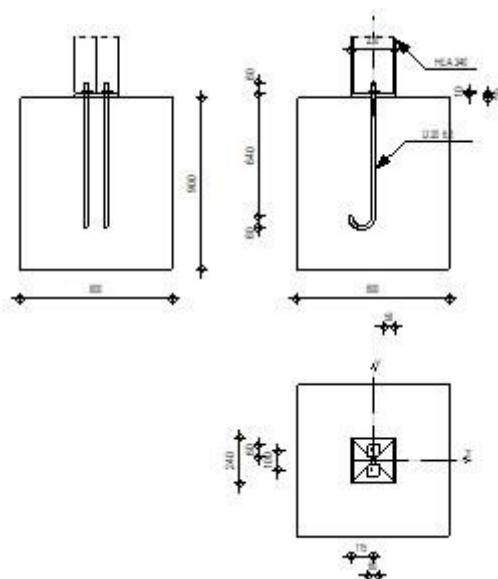
Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/ AC:2009 + CEB Design Guide:



Ratio

Design of fastenings in concrete

0,11

**GENERAL**

Assemblage N°: 48
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau articulé
 Noeud de la structure: 300
 Barres de la structure: 325

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 240
 Barre N°: 325
 $L_c = 8,68$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 230$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 240$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 76,84$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 7763,18$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau ACIER E28
 :

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 230$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 240$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 20$ [mm] Epaisseur
 Matériau: ACIER E28
 $f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 405,00$ [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
 $f_{yb} = 410,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_v = 100$ [mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 640$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]
 $L_4 = 0$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ 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 BETON25

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [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

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: 26: G+1.5V2 1*1.00+8*1.50

$N_{j,Ed} = 1932,52$ [kG] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 0,17$ [kG] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -15,74$ [kG] Effort tranchant

RESULTATS

ZONE TENDU

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 2,45$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 600,00$ [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)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 9173,77$ [kG] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 410,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 8535,87$ [kG] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 8535,87$ [kG] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25,0$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$f_{ctd} = 1,20$ [MPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_1 = 1,00$ Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_2 = 1,00$ Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$			
$f_{bd} = 2,69$	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 640$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$			
$F_{t,Rd,p} = 11043,58$	[kG]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p})$			
$F_{t,Rd} = 8535,87$	[kG]	Résistance du boulon d'ancrage à traction	

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$l_{eff,1} = 220$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 227$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 35$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 559,60$	[kG*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 577,56$	[kG*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 64070,66$	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 23722,23$	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 17071,75$	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd} = 17071,75$	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

$t_{wc} = 8$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} = 220$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} = 25,18$	[cm²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,80$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd} = \omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0}$			
$F_{t,wc,Rd} = 33648,79$	[kG]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 17071,75$	[kG]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
-----------------------	------	---	-----------

Controle de la resistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,06$	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]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 33038,81 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 1,74 \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 1,00 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \text{ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 33038,81 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 1,74 \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 1,00 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \text{ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 33038,81 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,32 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 600,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 4874,50 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 13292,52 \text{ [kG]} \text{ Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \text{ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 12307,89 \text{ [kG]} \text{ Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \text{ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 0,00 \text{ [kG]} \text{ Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 0,00 \text{ [kG]} \text{ Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 9748,99 \text{ [kG]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 9748,99$	[kG]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	0,99 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,99 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-0,04 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_y^2 + \tau_z^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_y^2 + \tau_z^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE A LA RUPTURE

REMARQUES

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. $0 \text{ [mm]} < 100 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,11



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

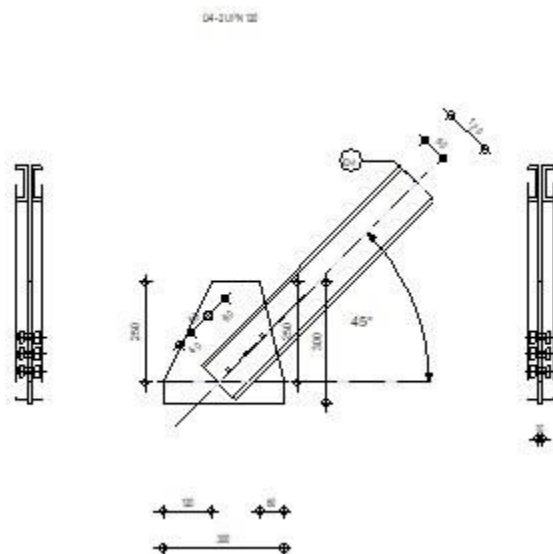
Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio

0,28



General

Assemblage N°: 51
 Nom de l'assemblage: Gousset - barre simple
 Noeud de la structure: 336
 Barres de la structure: 408,

Geometrie

BARRES

		Barre 4				
Barre N°:		408				
Profilé:		2 UPN 120				
	h	120				mm
	b _f	55				mm
	t _w	7				mm
	t _f	9				mm
	r	9				mm
	A	34,00				cm ²
Matériau:		ACIER				
	f _y	235,00				MPa
	f _u	365,00				MPa
Angle	α	45,0				Deg
Longueur	l	0,00				m

BOULONS

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6.8	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	15 [mm]	Diamètre du trou de 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

$f_{yb} =$	410,00	[MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons			60; 60 [mm]
$e_1 =$	40	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	60	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	0	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

$b =$	5	[mm]	Bord b
-------	---	------	--------

GOUSSET

$l_p =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	300	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 =$	120	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	250	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	60	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	250	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (160;128)

$e_v =$	50	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H =$	136	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

$f_y =$	275,00	[MPa]	Résistance
---------	--------	-------	------------

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 26: G+1.5V2 1*1.00+8*1.50

$N_{b4,Ed} =$	-5862,69	[kG]	Effort axial
---------------	----------	------	--------------

RESULTATS

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 9041,65$ [kG] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x				
$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$			2,50 < 0,00	vérifié
$e =$	17	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$F_{Rdz} =$	8222,9	[kG]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
	9			
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			$ 1288,13 < 6167,24$	vérifié (0,21)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$			$ 561,93 < 8222,99$	vérifié (0,07)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$			$1405,37 < 4520,83$	vérifié (0,31)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 =$	0,62	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
$A_{net} =$	11,07	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f4}$
$N_{u,Rd} =$	22675,85	[kG]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	28151,82	[kG]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$			$ 3864,40 < 22675,85$	vérifié (0,17)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$			$ 3864,40 < 28151,82$	vérifié (0,14)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	2,60	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	9,00	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{eff,Rd} =$	17541,5	[kG]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
	5			
$ N_{b4,Ed} \leq V_{eff,Rd}$			$ 3864,40 < 17541,55$	vérifié (0,22)

Attache gousset

Soudure horizontale

VERIFICATION DES SOUDURES D'ANGLE

$e =$	422	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
-------	-----	------	---	--

M_0	103, [kG* m]	Moment	$M_0 =$
=	81	fléchissant réel	$0.5*N_{b1,Ed}*\sin(\alpha)*e$
A_w	17,5 [cm ²]	Aire de la section de la soudure	$A_w = a*l$
=	0		
$\sigma =$	11,3 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	σ
	5]		$=0.5*N_{b1,Ed}*\sin(\alpha)/A_w$
			+
			M_0/W_{yw}
$\sigma_{\perp}$	8,03 [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp}=\sigma/\sqrt{2}$
=	]]		

$ \sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$ 8,03 $	vérifié	(0,03)
	<		
	291,60		

$\tau_{\perp} =$	8,03	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\perp}=\sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} =$	10,74	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	$\tau_{\parallel} =$
				$(0.5*N_{b1,Ed}*\cos(\alpha))/A_s$
$\beta_w =$	0,85		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]

$\sqrt{ \sigma_{\perp} ^2+3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{\parallel}^2)} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	24,57	<	381,18	vérifié	(0,06)
--	-------	---	--------	---------	--------

Soudure verticale

$e =$	422 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
M_0	103, [kG* m]	Moment	$M_0 =$
=	81	fléchissant réel	$0.5*N_{b1,Ed}*\sin(\alpha)*e$
A_w	17,5 [cm ²]	Aire de la section de la soudure	$A_w = a*l$
=	0		
$\sigma =$	11,3 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	σ
	5]		$=0.5*N_{b1,Ed}*\sin(\alpha)/A_w$
			+
			M_0/W_{yw}
$e =$	422 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$\sigma_{\perp}$	8,03 [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp}=\sigma/\sqrt{2}$
=	]]		

$ \sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$ 8,03 $	<	291,60	vérifié	(0,03)
---	----------	---	--------	---------	--------

$\tau_{\perp} =$	8,03	[MPa]	Contrainte tangentielle	$\tau_{\perp}=\sigma_{\perp}$
------------------	------	-------	-------------------------	-------------------------------

		perpendiculaire		
$\tau_{II} =$	10,74	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	$\tau_{II} =$ (0.5*N _{b1,Ed} *cos(α))/A _s
$\beta_w =$	0,85		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_{td} / (\beta_w * \gamma_{M2})$			24,57 < 381,18	vérifié (0,06)
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme			Ratio	0,31