

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 :

ACID Said
HEMAID Ahmed

Sujet du mémoire

**Etude d'un hangar de stockage
en charpente métallique**

Soutenu publiquement Juin 2024 devant le jury composé de :

M. MIMOUNI Mohamed	President
M. BENYAMINA Abdelrahmane Bekaddour	Rapporteur
M. ABADA Ghanem	Examineur
M. KLOUCHE DJEDID Ibrahim	Examineur

PROMOTION 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné 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 a 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. MIMOUNI M. et les examinateurs M. ABADA G. et M. KLOUCHE B.D 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

ACID et HMAID

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 2023 / 2024.*

ملخص

هذا المشروع يعتمد الى دراسة تصميم وقياس مبنى للتخزين من الهياكل المعدنية ببلدية الرحوية ولاية 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 ROBOT .

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 « ROBOT ».

Key words:

Steel structure – metal frame – Assembly analysis.

RESUME

Ce mémoire de fin d'étude consiste à étudié 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.....	iii
RESUME.....	iii
LISTE DE FIGURES.....	x
LISTE DE TABLEAUX.....	xi
LISTE DES NOTATIONS.....	xii
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.2.3.1 Les propriétés mécaniques:.....	5
I.3 Béton :.....	6
I.4 Détails du sujet.....	6
I.4.1 Situation :.....	6
I.4.2 Etude de sol :.....	6
I.4.3 Dimension de l'ouvrage :.....	6
I.5 Présentation schématique.....	7
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 Règlements Utilisés.....	8
II. Etude climatique.....	11
II.1 Introduction.....	11

II.2	Action de neige	11
II.2.1	Calcul de la charge de neige sur le sol.....	11
II.3	Action au vent.....	11
II.4	Paramètres ou coefficients de calcul	12
II.4.1	Effet de la région.....	12
II.4.2	Effet de site	12
II.4.3	Coefficient de topographie.....	12
II.4.4	Coefficient dynamique.....	12
II.4.5	Coefficient d'exposition.....	12
II.4.6	Coefficient de la rugosité C_r	13
II.4.7	Pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$	13
➤	Dans la toiture.....	13
II.5	Détermination de la pression nette $W(z_j)$	15
II.5.1	Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	15
II.5.1.1	Vent perpendiculaire au long pan	15
II.5.1.1.1	Parois verticales	15
II.5.1.1.2	Toiture.....	17
II.5.1.1.3	Vent perpendiculaire au pignon	18
II.5.1.1.4	Du côté de long pan :	21
II.5.1.1.5	Du côté de pignon:	23
II.6	Neige sur la toiture.....	25
II.7	Conclusion.....	25
III.	Etude des éléments secondaires	27
III.1	Calcul des pannes.....	27
III.1.1	Principe de calcul.....	27
III.1.2	Données de calcul.....	27
III.1.3	Evaluation des charges	27
III.1.4	Surcharge climatique due au vent (soulèvement)	27
III.1.5	Surcharge de la neige (S)	28

III.1.6	Surcharge d'entretien (P):.....	28
III.1.7	Les charges permanentes (sauf P_{Profile}).....	29
III.1.8	Combinaison des charges les plus défavorables :.....	29
III.1.8.1	Décompositions des charges :.....	29
III.1.9	Combinaison des charges :.....	30
III.1.10	Principe de pré dimensionnement :.....	31
III.1.11	Vérification de la flèche (ELS).....	31
III.1.12	Vérification de la flexion bi-axiale (ELU).....	32
III.1.12.1	Détermination de la classe de profile.....	32
III.1.12.2	Vérification de la flèche (ELS).....	33
III.1.13	Vérification au l'effort tranchant (cisaillement).....	33
III.1.14	Vérification de l'instabilité au déversement.....	34
III.2	Calcul des liernes :.....	37
III.2.1	Effort de traction.....	37
III.2.2	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	Pré-dimensionnement.....	41
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
IV.	Introduction :.....	50
IV.1	Calcul de force de frottement.....	50
IV.1.1	Contreventements de toiture (poutre au vent) :.....	50
IV.1.2	Evaluation des efforts horizontaux :.....	51
IV.1.3	Effort de traction dans les diagonales.....	52
IV.1.3.1	Section de la diagonale :	52
IV.1.3.2	Vérification à la résistance ultime de la section :.....	53
IV.1.4	Vérification des montants.....	53
IV.1.4.1	Evaluation des charges	53
IV.1.4.2	Combinaison des charges (la plus défavorable).....	53
IV.1.4.3	Vérification de la flèche (ELS).....	54
IV.2	Panne intermédiaire	54
IV.2.1	Vérification à la résistance.....	54
IV.2.1.1	Flexion déviée (calcul des pannes).....	55
IV.2.1.2	Vérification Au flambement.....	56
IV.3	Calcul de Palée de Stabilité Verticale.....	56
IV.3.1.1	Calcul de diagonale D1	57
IV.3.1.2	Section des diagonales	57
IV.3.1.3	Vérification à la résistance ultime de la section.....	57
IV.4	Conclusion.....	58

V.	Etude des portiques.....	60
V.1	Introduction.....	60
V.2	Charges permanentes :.....	60
V.2.1	Modélisation du portique sur Robot :.....	60
V.3	Résultats de dimensionnement des portiques sur Robot :	62
V.3.1	Extrait de Note de calcul des portiques.....	63
VI.	Etude des assemblages.....	71
VI.1	Introduction :.....	71
VI.2	Fonctionnement des assemblages	71
VI.2.1	Le boulonnage.....	71
VI.2.2	Le soudage.....	71
VI.2.2.1	Fonctionnement par adhérence	71
VI.3	Rôle des assemblages.....	72
VI.4	Assemblages de palée de stabilité.....	73
VI.5	Assemblage poteau-sablière	75
VI.6	Assemblage panne traverse	76
VII.	Etude des fondations	79
VII.1	Introduction.....	79
VII.2	Choix du type de fondation :	79
VII.3	Calcul des fondations.....	79
VII.3.1	Détermination des sollicitations.....	79
VII.3.2	Méthode des bielles.....	79
VII.3.2.1	Pré-dimensionnement.....	80
VII.3.2.2	Calcul l'épaisseur du sol.....	80
VII.3.2.3	Vérification de la stabilité.....	80
VII.3.2.4	Vérification de la contrainte.....	81
VII.3.3	Ferraillage	82
VII.3.4	Calcul l'espacement des cadres	82
	Conclusion générale.....	85

Bibliographie.....	87
Annexes.....	89
1. Ancrage : Poteaux.....	89
2. Ancrage : Potelets	94
3. Assemblage : Poteau-Traverse.....	99
4. Assemblage : Traverse-Traverse.....	109

LISTE DE FIGURES

Figure I-1: Diagramme effort /déformation de l'acier.....	5
Figure I-2 Vue en perspective de l'ossature	7
Figure I-3 Panneau sandwich	8
Figure II-1 Légende pour les parois verticales cas de vent v_1	16
Figure II-2 Légende pour les parois verticales	17
Figure II-3 Légende pour les toitures.	18
Figure II-4 Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.	19
Figure II-5 Légende pour les toitures.	20
Figure II-6 C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures.....	21
Figure III-1 Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.	28
Figure III-2 Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.....	28
Figure III-3 Schéma statique de la poutre équivalente.....	29
Figure III-4 Flexion bi-axiale des pannes en présence de liernes.....	32
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.....	51
Figure IV-2 Schéma de calcul de la poutre au vent.	52
Figure IV-3 Schéma de stabilité verticale	57
Figure V-1 Modèle de la structure sur RSA.	61
Figure VI-1 Les composants d'un boulon.	72
Figure VI-2 L'attache de diagonale.....	73
Figure VI-3 Assemblage poteau – sablière	75
Figure VII-1 Sollicitations de fondation	80
Figure VII-2 Contraintes de sol.....	81
Figure VII-3 Vue en plan d'un croqué de ferrailage de la semelle.....	82
Figure VII-4. Vue en face de ferrailage de la semelle.....	83

LISTE DE TABLEAUX

Tableau II-1 Les valeurs de C_r et C_e	14
Tableau II-2 Valeurs de C_e et q_{dyn}	14
Tableau II-3 Coefficient C_{pe} correspondant à chaque zone de parois vertical.	17
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 $C_{pi}=+0.8$	21
Tableau II-8 Valeurs de pression correspondant à chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$...	22
Tableau II-9 Les pressions q_j dans la paroi verticale.	22
Tableau II-10 Les pressions q_j dans la toiture.....	23
Tableau II-11 Les pressions q_j dans la paroi verticale.	23
Tableau II-12 Les pressions q_j dans la toiture.....	24
Tableau II-13 Les pressions q_j dans la paroi verticale.	24
Tableau II-14 Les pressions q_j dans la toiture.....	25
Tableau IV-1 Les valeurs de F_i	51
Tableau VI-1 Caractéristiques des boulons	71
Tableau VI-2 Principales caractéristiques géométrique.	73
Tableau VII-1 Sollicitations les plus défavorables	79

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 ($E=2,1 \cdot 10^5$ MPa).

F : Force en générale.

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

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

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

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

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

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

$N_{c, sd}$: Effort normal de compression

$N_{c, Rd}$: 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.

$V_{réf}$: 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.

$Z_{ég}$: 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.

\varnothing_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

χ : 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 est un vaste domaine, qui 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 le domaine industriel, 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 présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, un hangar en charpente métallique utilisant le règlement algérien CCM97 intitulé « code 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 Master2.

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 remplit 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.

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.

On a choisi de suivre pendant notre travail les étapes suivantes :

- *On commence par une introduction générale,*
- *Le premier chapitre, présentation du projet*
- *Le deuxième chapitre, étude climatique.*
- *Le troisième chapitre, étude des éléments secondaires.*
- *Le quatrième chapitre, étude de contreventements et stabilité.*
- *Le cinquième chapitre, Etude des portiques (vérifications des ossatures).*
- *Le sixième chapitre, étude des assemblages.*
- *Le septième chapitre, étude des fondations.*
- *Et à la fin on conclure avec 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 :

- 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 voir 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'écroute rapidement sous une température relativement élevée.
- Le cout élevé.

I.2.3 Les propriétés de l'acier

1. 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.

2. 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 %.

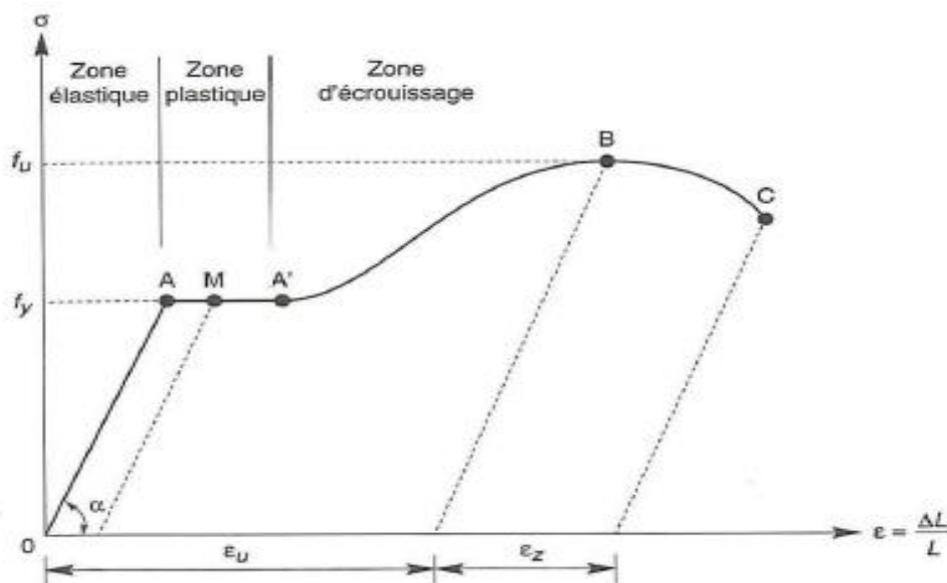


Figure I-1: Diagramme effort /déformation de l'acier.

I.2.3.1 Les propriétés mécaniques:

- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- Masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12.10^{-6}$
- Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu)$

I.3 Béton :

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

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

Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de **classe 25** avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1$ MPa
- Le poids spécifique : $\rho = 25$ kN/m³
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$.

I.4 Détails du sujet**I.4.1 Situation :**

Cet ouvrage est un hangar pour stockage, implanté au lieu Rahouia dans la WILLAYA de TIARET. Le terrain est plat avec une surface de 1800 m² avec une zone sismique I et une zone de neige C et une région de vent III.

I.4.2 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 : **$\sigma = 2$ Bar**

I.4.3 Dimension de l'ouvrage :

Le présent ouvrage à une forme rectangulaire Comme il est illustré dans le plan caractérisé par les dimensions suivantes :

- Longueur de l'ouvrage : 60 m constitué de 10 travées de 6 m.
- Largeur de l'ouvrage : 30 m.
- Hauteur total de l'ouvrage : 8.313 m.
- Hauteur des poteaux : 7 m.

I.5 Présentation schématique

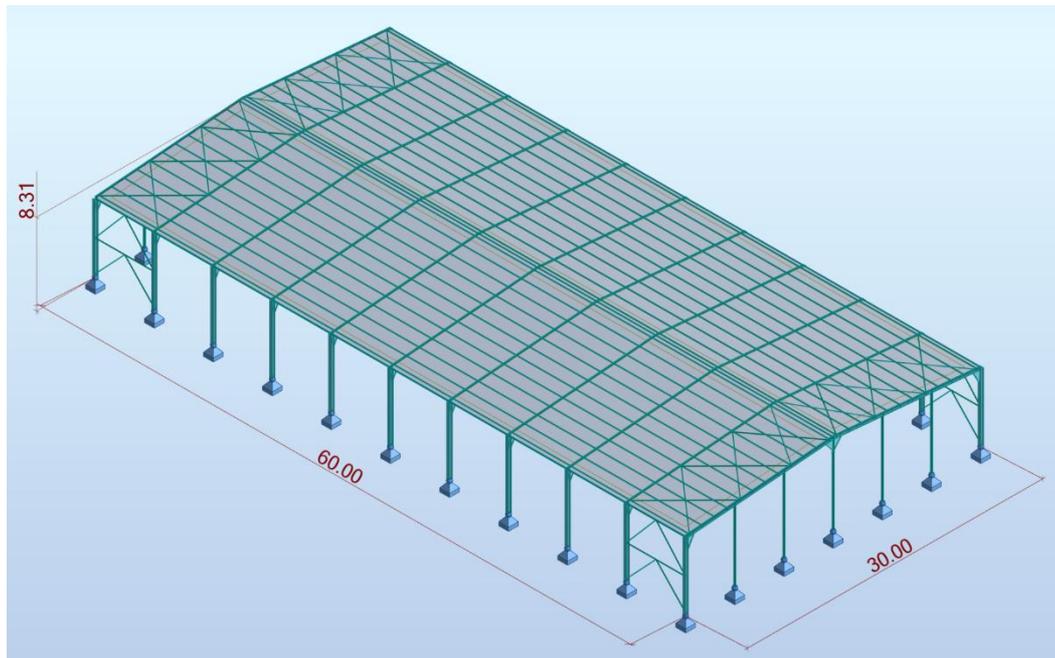


Figure I-2 Vue en perspective de l'ossature

I.6 Élément de la structure

I.6.1 Ossature de la structure

La structure est constituée de 11 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 sandwich 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.

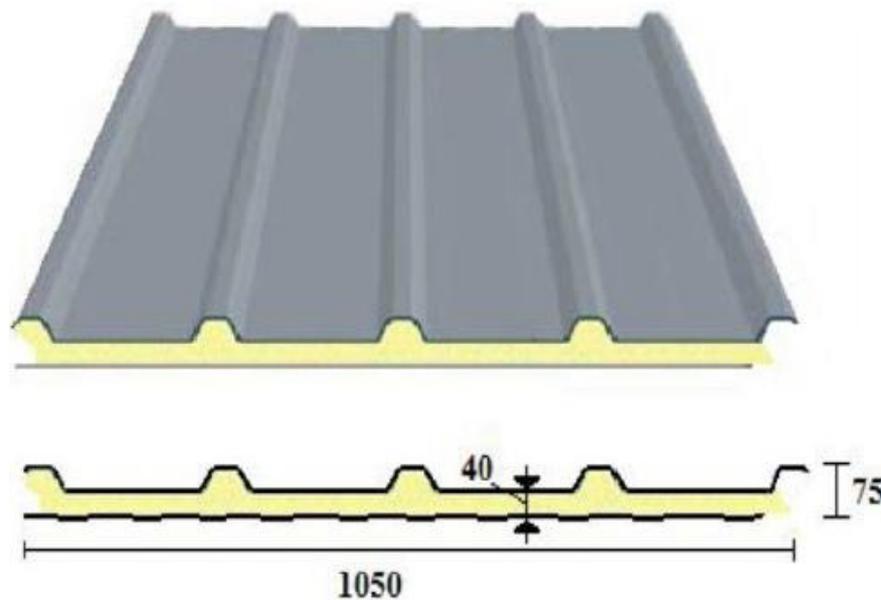


Figure I-3 Panneau sandwich

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 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.
- Eurocode 3: Calcul des structures en acier.
- DTR B.C.2.2 : Document technique règlement charges permanentes et surcharges d'exploitations
- BAEL 91 : Reglement du béton armé

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**.

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/m²)** par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_K \quad \text{kN/m}^2$$

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 = 800 m → **S_K = 0.26 kN/m²**

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 factures :

- 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 :

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

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, d'où :

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

$$\rightarrow C_t(z) = 1$$

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 à une hauteur de **8m**, 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 a :

$$\rightarrow C_d = 1$$

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 :

- 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] :

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

D'où :

Z : hauteur considérée (au centre des surfaces).

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

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

$Z = 8.313 \text{ m}$ dans la toiture
et $Z = 7 \text{ m}$ dans les parois verticales.

➤ Dans la toiture:

$$Z = 8.313 \text{ m} \rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} \leq Z = 8.313 \text{ m} \leq 200 \text{ m}.$$

$$\text{Donc: } C_r(z = 8.313 \text{ m}) = K_T \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{8.313}{0.3}\right) = 0.706 \rightarrow C_r(8.313) = 0.714$$

➤ Dans la paroi verticale:

$$Z = 7.00\text{m} \rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} \leq Z = 7.00 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } C_r(z = 7.00\text{m}) = K_T \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{7}{0.3}\right) = 0.677 \rightarrow C_r(7.00) = 0.677$$

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

La structure est de hauteur inférieure à 10 m, donc il n'y a pas eu lieu de subdivision, et aussi elle est permanente (la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans). Donc on utilise la formule suivante :

➤ Dans la toiture

$$C_e(8.313) = (1)^2 \times (0.714)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.215}{0.714 \times 1} \right]$$

→ $C_e(z) = 1.561$

➤ Dans la paroi verticale

$$C_e(7) = (1)^2 \times (0.677)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.215}{0.677 \times 1} \right]$$

→ $C_e(z) = 1.433$

Tableau II-1 Les valeurs de C_r et C_e

	Z(m)	C_r	C_e
Parois verticales	7.00	0.677	1.433
Toiture	8.313	0.714	1.584

➤ Dans la toiture:

$$q_{dyn}(z) = 500 \times 1.584 = 792 \text{ N/m}^2$$

→ $q_{dyn}(z) = 792 \text{ N/m}^2$

➤ Dans la paroi verticale:

$$q_{dyn}(z) = 500 \times 1.433 = 716.5 \text{ N/m}^2$$

→ $q_{dyn}(z) = 716.5 \text{ N/m}^2$

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	$q_{dyn} \text{ (N/m}^2\text{)}$
Parois verticales	7	1.433	716.5
Toiture	8.313	1.584	792

Pour les valeurs de pression dynamique, voir la figure suivante :



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_a : 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.

Avec :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

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

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

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

II.5.1.1 Vent perpendiculaire au long pan

II.5.1.1.1 Parois verticales

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

$$b = 60 \text{ m}; \quad d = 30 \text{ m}; \quad h = 7 \text{ m}$$

$$e = \min [b, 2h] = 14 \text{ m} \rightarrow e = 14 \text{ m}$$

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

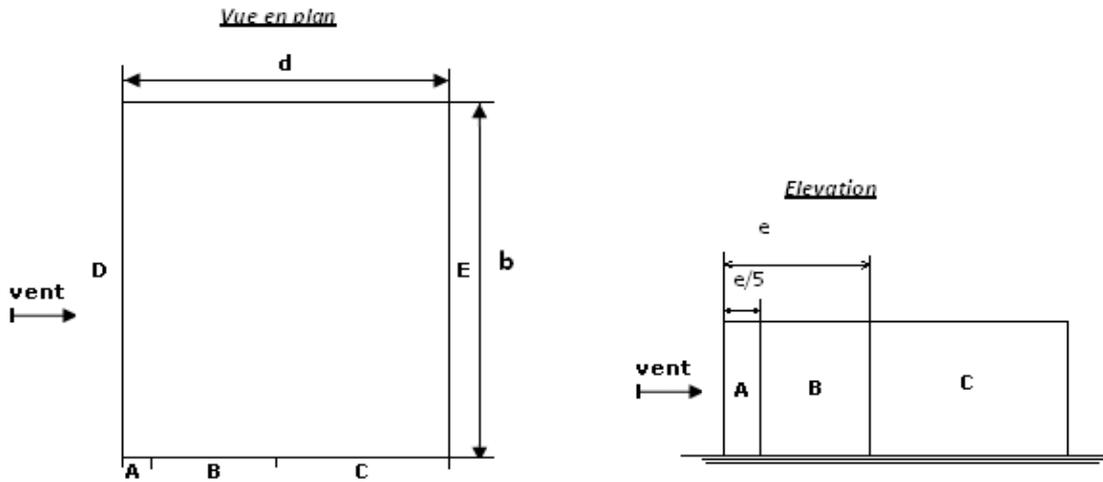


Figure II-1 Légende pour les parois verticales cas de vent v_1

Tel que :

$$A = e/5 = 14/5 = 2.80 \text{ m}$$

$$A+B=e \rightarrow B = e - A = 14 - 2.8 = 11.20\text{m}$$

$$C = d - e = 30 - 11.2 = 18.80\text{m}$$

$$\text{et } D = E = 60\text{m}$$

➤ **Détermination des surfaces**

$$S_A = 7.00 \times 2.80 = 19.60\text{m}^2$$

$$\rightarrow S_A > 10\text{m}^2$$

$$S_B = 7.00 \times 11.20 = 78.4\text{m}^2$$

$$\rightarrow S_B > 10\text{m}^2$$

$$S_C = 7.00 \times 18.8 = 131.60\text{m}^2$$

$$\rightarrow S_C > 10\text{m}^2$$

$$S_D = S_E = 7.00 \times 60 = 420\text{m}^2$$

$$\rightarrow S_{D,E} > 10\text{m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 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):

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

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m ²)	19.60	78.60	131.60	420	420
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

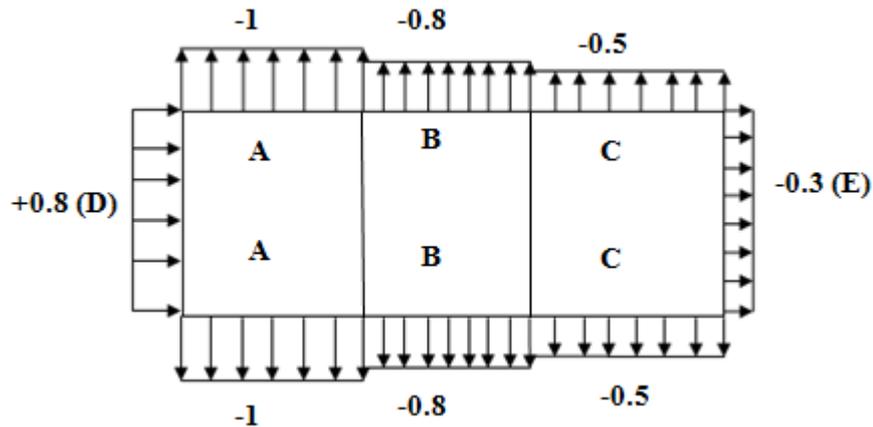


Figure II-2 Légende pour les parois verticales

II.5.1.1.2 Toiture

Notre structure a une toiture à deux versant dont l'angle $\alpha = 5^\circ$, pour la détermination de coefficient de pression on se réfère à la figure d'après le RNV A2013, Paragraphe 5.1.3. Pour cette direction du vent on a :

$B = 60 \text{ m} ; h = 8.313 \text{ m}.$

Et $e = \min [b, 2h] = 16.626 \text{ m} \rightarrow e = 16.626\text{m}.$

$S_F = e/4 \times e/10 = (16.626)^2/40 = 6.91\text{m}^2 \rightarrow S_F < 10 \text{ m}^2$

$S_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (60 - 2 \times 16.626/4) \times 16/10 = 385.72\text{m}^2 \rightarrow S_G > 10 \text{ m}^2$

$S_J = b \times e/10 = 60 \times 16.626/10 = 99.75\text{m}^2 \rightarrow S_J > 10 \text{ m}^2$

$S_H = S_I = 479.62\text{m}^2 \rightarrow S_H > 10 \text{ m}^2 ; \rightarrow S_I > 10 \text{ m}^2$

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

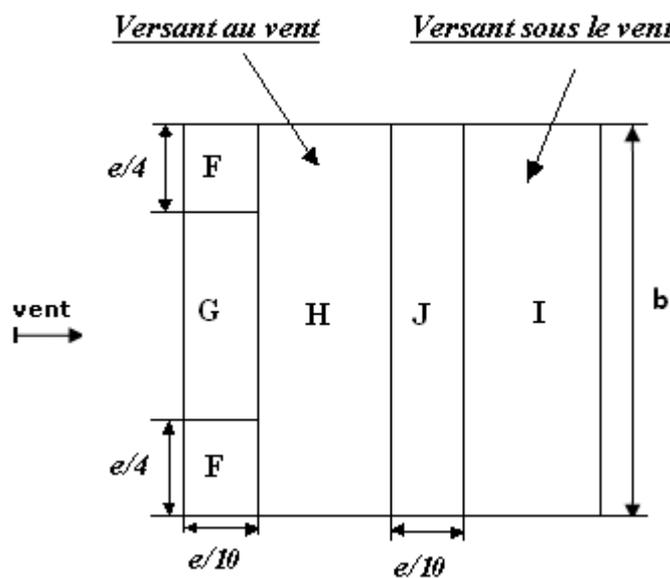


Figure II-3 Légende pour les toitures.

Les valeurs de pression C_{pe} Tableau II-4.

Tableau II-4 Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

Pente α	F	G	H	I	J
	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
5°	-1.8284	-2	-1.2	-0.3	-0.3

✓ Interpolation linéaire :

Le Tab. 5.4 du RNVA2013, les valeurs de C_{pe} s'obtient par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes à $\alpha = 5^\circ$

II.5.1.1.3 Vent perpendiculaire au pignon

➤ *Parois verticales*

Pour cette direction du vent on a : $b = 30m$, $d = 60m$, $h = 8.313m$ et $e = 16.626m$.

Et on a : $d > e$.

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

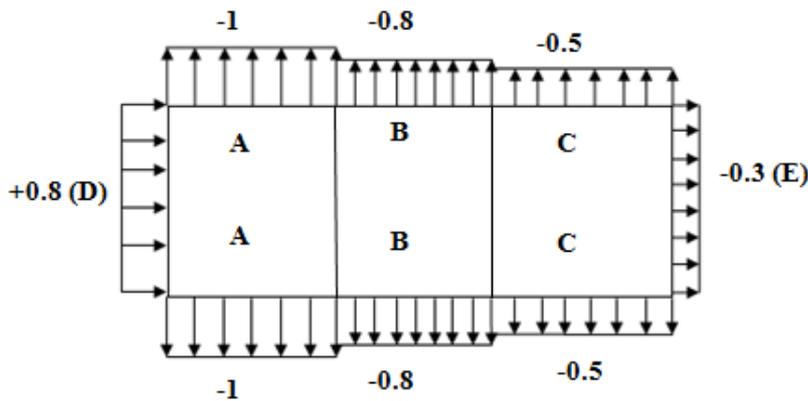


Figure II-4 Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.

Détermination des surfaces

- $S_A = 7 \times 2.8 = 19.60m^2$ → $S_A > 10m^2$
- $S_B = 7 \times 11.2 = 78.40m^2$ → $S_B > 10m^2$
- $S_C = 7 \times 16 = 112m^2$ → $S_C > 10m^2$
- $S_D = S_E = 7 \times 60 = 420m^2$ → $S_{D,E} > 10m^2$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieur à $10m^2$ 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-5 C_{pe} pour les parois verticales.

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m ²)	19.60	78.40	112	420	420
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

➤ *Toiture*

Pour cette direction du vent on a : $b = 30m$; $h = 8.313m$ et $e = 16.626m$.

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

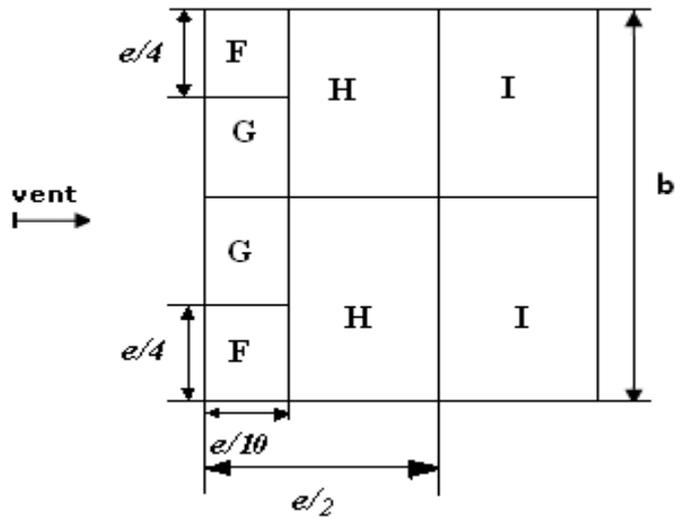


Figure II-5 Légende pour les toitures.

- Détermination des surfaces

$$S_F = e/4 \times e/10 = (16.626)^2/40 = 6.91\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_F > 10 \text{ m}^2$$

$$S_G = [(b-2 \times e/4)/2] \times e/10 = [(30-2 \times 16.626/4)/2] \times 30/10 = 35.76\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_G > 10 \text{ m}^2$$

$$S_H = S_I = (b/2) \times (e/2 - e/10) = 99.75\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_H > 10\text{m}^2$$

les surfaces sont supérieur à 10m², la formule est : $C_{pe} = C_{pe10}$

Mais dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 5.00^\circ$, donc, les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau II-6 C_{pe} pour la toiture.

Pente α	F	G	H	I
	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
5°	-1.6963	-1.3	-0.7	-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 :

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

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

II.5.1.1.4 Du coté de long pan :

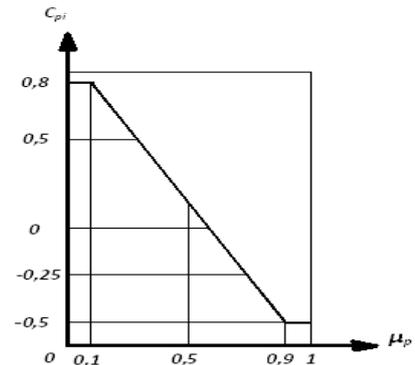
On à 2 cas :

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

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 0$

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

Figure II-6 C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures.



Et le C_{pi} dans ce cas est : $\mu_p = 0 \rightarrow C_{pi} = +0.8$

➤ 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-7 Valeurs de la pression correspond à chaque zones de parois vertical avec $C_{pi} = +0.8$

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
D	1	792	-1	+0.8	-1.8	-1425.6
A	1		-0.8	+0.8	-1.6	-1267.2
B	1		-0.5	+0.8	-1.3	-1029.6
C	1		0.8	+0.8	0	0
E	1		-0.3	+0.8	-1.1	-871.2

✓ Résultats de Toitures

Tableau II-8 Valeurs de pression correspondant à chaque zones de la toiture avec $C_{pi} = +0.8$

Zones	Cd	q_{dyn} (N/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	q_j (N/m ²)
F	1	716.5	-1.8284	+0,8	-2.6282	-1883.105
G	1		-2	+0.8	-2.8	-2006.2
H	1		-1.2	+0.8	-2	-1433
I	1		-0.3	+0.8	-1.2	-859
J	1		-0.3	+0.8	-1.2	-859

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

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 0.7$

Et à l'aide de la Fig. II.7, on peut déterminer le coefficient C_{pi} est : $C_{pi} = -0.2$

- Détermination de la pression du vent q_j
- ✓ Résultats de la Paroi verticale

Tableau II-9 Les pressions q_j dans la paroi verticale.

Zones	Cd	q_{dyn} (N/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	q_j (N/m ²)
A	1	792	-1	-0.2	-0.8	-633.6
B	1		-0.8	-0.2	-0.6	-475.2
C	1		-0.5	-0.2	-0.3	-237.6
D	1		0.8	-0.2	1	792
E	1		-0.3	-0.2	-0.1	-79.2

✓ Résultats de Toiture

Tableau II-10 Les pressions q_j dans la toiture.

Zones	Cd	q_{dyn} (N/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	q_j (N/m ²)
F	1	716.5	-1.8284	-0.2	-1.6484	-1181.07
G	1		-2	-0.2	0	0
H	1		-1.2	-0.2	-1	-716.5
I	1		-0.3	-0.2	-0.1	-71.65
J	1		-0.3	-0.2	-0.1	-71.65

II.5.1.1.5 Du coté de pignon:

On à 2 cas :

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

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 0$

Et à l'aide de la Fig. II.7, on peut déterminer le coefficient C_{pi} est : $C_{pi} = 0.8$

➤ Détermination de la pression du vent q_j

Résultats des Parois verticales

Tableau II-11 Les pressions q_j dans la paroi verticale.

Zones	Cd	q_{dyn} (N/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	q_j (N/m ²)
A	1	792	-1	0.8	-1.8	-1425.6
B	1		-0.8	0.8	-1.6	-1267.2
C	1		-0.5	0.8	-1.3	-1029.6
D	1		0.8	0.8	0	0
E	1		-0.3	0.8	-1.1	-871.2

Résultats de Toiture

Tableau II-12 Les pressions q_j dans la toiture.

Zones	Cd	q_{dyn} (N/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	q_j (N/m ²)
F	1	716.5	-1.6963	0.8	-2.4963	-1291.73
G	1		-1.3	0.8	-2.1	-1599.15
H	1		-0.7	0.8	-1.5	-1142.25
I	1		-0.5	0.8	-1.3	-989.95

2^{ème} cas un deux côté ouvert:

L'indice de perméabilité est : $\mu_p = 0.11$

Et à l'aide de la Fig. II.7, on peut déterminer le coefficient C_{pi} est : $C_{pi} = -0.8$

- Détermination de la pression du vent q_j
- ✓ Résultats de Paroi verticale

Tableau II-13 Les pressions q_j dans la paroi verticale.

Zones	Cd	q_{dyn} (N/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	q_j (N/m ²)
A	1	792	-1	0.8	-0.2	-158.4
B	1		-0.8	0.8	-1.6	-1267.2
C	1		-0.5	0.8	0.3	-237.6
D	1		0.8	0.8	0	0
E	1		-0.3	0.8	-1.1	871.2

✓ Résultats de Toiture

Tableau II-14 Les pressions q_j dans la toiture.

Zones	Cd	q_{dyn} (N/m ²)	Cpe	Cpi	$\frac{Cpe}{Cpi}$	q_j (N/m ²)
F	1	716.5	-1.6963	0.8	-2.4993	-1790.74
G	1		-1.3	0.8	-2.1	-1504.65
H	1		-0.7	0.8	-1.5	-1074.75
I	1		-0.5	0.8	-1.3	-931.45

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 $\alpha = 5.00^\circ$: $0 \leq 5.00^\circ \leq 30^\circ$

Donc le coefficient de forme : $\mu = 0.8$

Alors la charge de neige est : $S = 0.8 \times 0.26 = 0.208 \text{ kN/m}^2$. $\rightarrow S = 20.8 \text{ daN/m}^2$.

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 dimensionnements 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 1.3m.
- Toiture à traverse avec une pente de calcul de 5.00°
- Les pannes sont en acier S235

$$\rightarrow f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\rightarrow E = 21000 \text{ daN/mm}^2.$$

III.1.3 Evaluation des charges

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

III.1.4 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 $C_{pi} = +0.8$ chargée en zone F:

$$q_j = -2006.2 \text{ N/m}^2 \text{ (vent de soulèvement)}$$

$$D'où: W_s = q_j \times e = -2006.2 \times 1.3 = -2608.09 \text{ N/m}$$

$$\rightarrow W_s = -260.809 \text{ daN/m}$$

Avec e : espacement entre les pannes

$$e = 1.3 \text{ m}$$

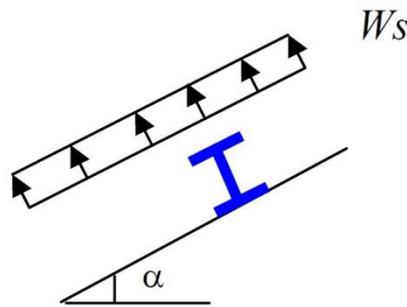


Figure III-1 Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.

III.1.5 Surcharge de la neige (S)

Charge de la neige : $S = 20.8 \text{ daN/m}^2$.

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

Neige normale: $S_e = S \times \cos\alpha = 20.8 \times \cos 5.00^\circ = 20.720 \quad \rightarrow S_e = 20.720 \text{ daN/m}^2$.

Neige extreme: $S_n = (S \times \cos\alpha) \times e = 20.72 \times 1.3 = 26.937 \quad \rightarrow S_n = 26.937 \text{ daN/m}^2$.

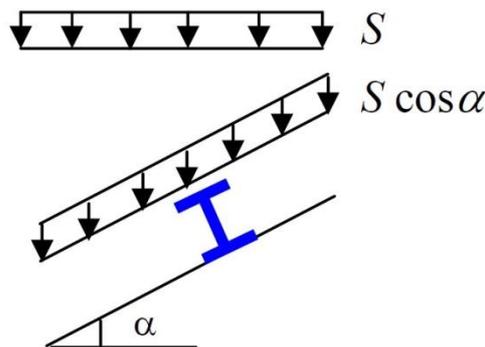


Figure III-2 Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.

III.1.6 Surcharge d'entretien (P):

Dans le cas des toitures inaccessibles en considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égales 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 P_{eq} due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P_{eq} et aux charges ponctuelles P, (Fig. III.3) :

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

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

$$P_{eq} = 44.44 \text{ daN/m.}$$

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

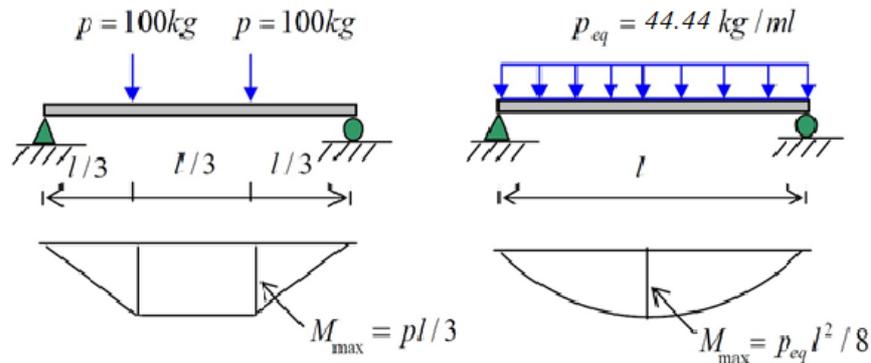


Figure III-3 Schéma statique de la poutre équivalente.

III.1.7 Les charges permanentes (sauf 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.

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

$$G_p = [(14 + 8) \times (1.3)] + 10.4 = 39 \text{ daN/m.}$$

III.1.8 Combinaison des charges les plus défavorables :

- Les charges et surcharges appliquée :

$$G = 39 \text{ daN/m} = 0.39 \text{ kN/m.}$$

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

$$W = -260.809 \text{ daN/m} = -2.608 \text{ kN/m.}$$

$$S = 26.93.16 \text{ daN/m} = 0.2693 \text{ kN/m.}$$

III.1.8.1 Décompositions des charges :

On prend les combinaisons les plus défavorables:

➤ *Suivant l’axe Z-Z :*

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0.39 \times \cos 5.00^\circ = 0.38 \text{ kN/m.}$$

$$P_{zz} = P \cos \alpha = 0.444 \times \cos 5.00^\circ = 0.442 \text{ kN/m.}$$

$$W_{zz} = W = -2.608 \text{ kN/m.}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0.2693 \times \cos 5.00^\circ = 0.2682 \text{ kN/m.}$$

➤ *Suivant l'axe YY :*

$$G_{YY} = G \sin \alpha = 0.39 \times \sin 5.00^\circ = 0.033 \text{ kN/m.}$$

$$P_{YY} = P \sin \alpha = 0.444 \times \sin 5.00^\circ = 0.038 \text{ kN/m.}$$

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

$$S_{YY} = S \sin \alpha = 0.2693 \times \sin 5.00^\circ = 0.023 \text{ kN/m.}$$

III.1.9 Combinaison des charges :

➤ *l'E.L.U*

❖ *Axe y-y :*

$$1.35G_{yy} + 1.5 W_{s,yy} = (1.35 \times 0.033) + 0 = 0.044 \text{ kN/m.}$$

$$1.35 G_{yy} + 1.5 S_{n,yy} = (1.35 \times 0.033) + (1.5 \times 0.023) = 0.084 \text{ kN/m.}$$

$$1.35 G_{yy} + 1.5 P_{n,yy} = (1.35 \times 0.033) + (1.5 \times 0.038) = 0.079 \text{ kN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Tu = 0.084 kN/m.**

❖ *Axe z-z :*

$$G_{zz} + 1.5 W_s, zz = 0.38 + (1.5 \times -2.608) = -3.532 \text{ kN/m.}$$

$$1.35 G_{zz} + 1.5 S_{n,zz} = (1.35 \times 0.38) + (1.5 \times 0.268) = 0.996 \text{ kN/m.}$$

$$1.35 G_{zz} + 1.5 P_{n,zz} = (1.35 \times 0.38) + (1.5 \times 0.442) = 2.265 \text{ kN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Fu = -3.532 kN/m.**

➤ *l'E.L.S*

❖ *Axe y-y :*

$$G_{yy} + W_{s,yy} = 0.033 + 0 = 0.033 \text{ kN/m.}$$

$$G_{yy} + S_{yy} = 0.033 + 0.023 = 0.055 \text{ kN/m.}$$

$$G_{yy} + P_{n,yy} = 0.033 + 0.038 = 0.071 \text{ kN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Ts = 0.071 kN/m.**

❖ *Axe z-z :*

$$G_{zz} + W_s = 0.38 - 2.608 = -2.897 \text{ kN/m.}$$

$$G_{zz} + S_{n,zz} = 0.38 + 0.268 = 0.708 \text{ kN/m.}$$

$$G_{zz} + P_{n,zz} = 0.38 + 0.442 = 0.882 \text{ kN/m.}$$

► La plus défavorable est : **Fs = -2.168 kN/m**

III.1.10 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.1.11 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)

$$f_z = \frac{5.F.l^4}{384.E.I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times F \times l^3}{384.E} = \frac{1000 \times 2.168 \times 600^3}{384 \times 21000} = 580.714 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 580.982 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un IPE160

Ces caractéristiques sont :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	Kg/m	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	15.8	20.1	160	82	7.4	5	127.2	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

Poids propre réel :

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

$$G = (14 + 8) \times 1.3 + 15.8 = 0.444 \text{ kN/m}$$

$$G = 0.444 \text{ kN/m}$$

$$G_z = 0.444 \times \cos 5.00^\circ = 0.442 \text{ kN/m}$$

$$G_y = 0.444 \times \sin 5.00^\circ = 0.038 \text{ kN/m}$$

Les combinaisons les plus défavorables :

➤ A L'ELU:

$$\rightarrow T_u = 0.155 \text{ kN/m.}$$

$$\rightarrow F_u = -4.522 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{41}{7.4} = 5.540 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

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

$$M_{pl,yRd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 23.5}{1} = 29.116 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,yRd} = 29.116 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,zRd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.10 \times 23.5}{1} = 6.133 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,zRd} = 6.133 \text{ kN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{-20.349}{29.116} \right]^2 + \left[\frac{0.174}{6.133} \right]^1 = 0.517 < 1$$

\rightarrow **Donc la condition de flexion bi-axiale est vérifiée**

III.1.12.2 Vérification de la flèche (ELS)

$$f_y = \frac{5 \cdot T \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 0.108 \times (6/2)^4}{384 \times 21000 \times 68.3} = 0.079 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.079 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

\rightarrow La condition de la flèche f_y est vérifiée.

$$f_z = \frac{5 \cdot F \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \times 2.854 \times 6^4}{384 \times 21000 \times 869} = 2.639 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.639 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

\rightarrow la condition de la flèche f_z est vérifiée.

$$f_{max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(0.079)^2 + (2.639)^2} = 2.640 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

\rightarrow **Donc la condition de la flèche est vérifiée.**

III.1.13 Vérification au l'effort tranchant (cisaillement)

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

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

$$V_{Sd} = \frac{T \cdot u \cdot l}{2}$$

Avec :

$$\begin{cases} V_{Sd,y} = \frac{T \cdot (l/2)}{2} = \frac{0.108 \times 3}{2} = 0.162 \text{ KN} \\ V_{Sd,z} = \frac{F \cdot l}{2} = \frac{2.854 \times 6}{2} = 8.562 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow V_{Sd,max} = 8.562 \text{ kN}$$

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

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

$$A_v = 2010 - 2 \times 82 \times 7.4 + (5 + 2 \times 9) \times 7.4 = 626.2 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_v = 626.2 \text{ mm}^2$$

Avec :

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

A_v : Aire de cisaillement.

$$\text{donc } V_{pl,Rd} = 626.2 \times \frac{23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 8496.113 \text{ daN} \rightarrow 84.961 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{pl,Rd} = 84.961 \text{ kN}$$

Donc la condition sera : $V_{Sd,max} = 8.562 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 84.961 \text{ kN}$

→ Donc la condition de l'effort tranchant est vérifiée.

III.1.14 Vérification de l'instabilité au déversement

La vérification à faire est :

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

$$M_{Sd,max} = M_{y,Sd} = -20.349 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow q_{max} = 8 \times (20.349) / (6)^2 = 4.522 \text{ kN/m}$$

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

Avec : $\beta_w=1$ → 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 $\bar{\lambda}_{LT}$

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

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

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

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E \quad I_t = 2.45 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_w = 1.98 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$: coefficient de poisson

E = 210000 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**).

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

L = longueur de maintien latéral L= 6 m.

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

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

$M_{cr} = 11.981 \text{ kN.m}$

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

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

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

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

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

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

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

$$M_{y, Sd} = -20.349 \text{ kN.m}$$

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

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

$$M_{y, Sd} = -20.349 \text{ kN.m} > M_{b,Rd} = 9.634 \text{ kN.m}$$

⇒ Non vérifiée.

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

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 68.3}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{0.198}{68.3} + \frac{(3)^2 \times 0.4 \times 2.45}{3.14^2 \times 68.3} + (0.459 \times (-0.07) - 0)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-0.07) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 28.81 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 10^{-6} \times 235}{28.81 \times 10^{-3}}} = 1.011$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.011 > 0,4 \text{ Donc il y a risque de déversement}$$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.011$$

$$\varphi_{LT} = 1.096$$

$$\chi_{LT} = 0.658$$

$$M_{y, Sd} = -20.349 \text{ kN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 0.658 \times 1 \times \frac{123.9 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 17.417 \text{ kN.m}$$

$$M_{y, Sd} = 20.394 \text{ kN.m} > M_{b,Rd} = 17.417 \text{ kN.m}$$

⇒ 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.

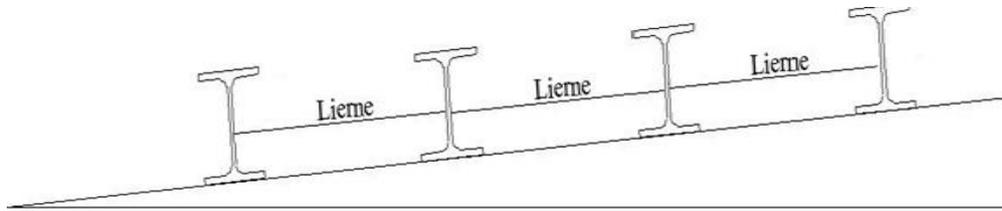


Figure III-5 Coupe transversale des liernes.

III.2.1 Effort de traction

➤ Calcul de la réaction R

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

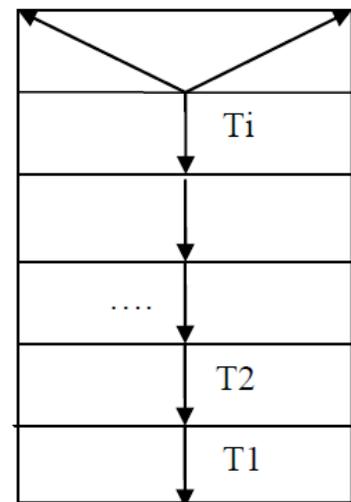
$T_s = 0.108 \text{ kN/m}$

$$R = 1.25 \frac{T \cdot l}{2} = 1.25 \times \frac{0.108 \times 6}{2} = 0.405 \text{ kN/m}$$

→ $R = 0.405 \text{ kN/m}$

➤ Calcul les Effort de traction T_i

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



Et :

Lierne N°1 : $T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0.405}{2} = 0.2025 \text{ kN}$

Lierne N°2 : $T_2 = T_1 + R = 0.6075 \text{ kN}$

Lierne N°3 : $T_3 = T_2 + R = 1.0125 \text{ kN}$

Lierne N°4 : $T_4 = T_3 + R = 1.4175 \text{ kN}$

Lierne N°5 : $T_5 = T_4 + R = 1.8225 \text{ kN}$

Lierne N°6 : $T_6 = T_5 + R = 2.2275 \text{ kN}$

Lierne N°7 : $T_7 = T_6 + R = 2.6325 \text{ kN}$

Lierne N°8 : $T_8 = T_7 + R = 3.0375 \text{ kN}$

Lierne N°9 : $T_9 = T_8 + R = 3.4425 \text{ kN}$

Lierne N°10 : $T_{10} = T_9 + R = 3.8475 \text{ kN}$

Lierne N°11 : $T_{11} = T_{10} + R = 4.2525 \text{ kN}$

Lierne N°12 : $T_{12} = T_{11} + R = 4.6575 \text{ kN}$

III.2.2 Déterminer de diamètre du rond

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

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

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 :

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

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

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

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

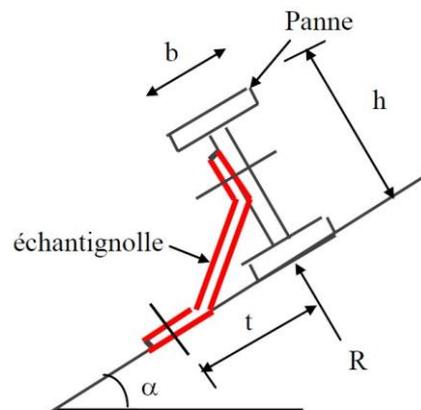


Figure III-6 Échantignolle.

III.3.1 Principe de dimensionnement

Suivant y-y :

$$Q_y = 1.35G \sin 5.54^\circ + 1.5W_s$$

$$Q_y = 1.35(0.432) \sin 5.54^\circ + 1.5 (0)$$

$$Q_y = 0.056 \text{ kN/m.}$$

$$Q_z = G \cos 5.54^\circ - 1.5W_s$$

$$Q_z = (0.432) \cos 5.54^\circ - 1.5 (3.337)$$

$$Q_z = -4.575 \text{ kN/m.}$$

$$R_y = 0.375 \times Q_Y \frac{L}{2} = 0.375 \times \frac{0.056 \times 6}{2} = 0.063 \text{ kN}$$

$$R_z = Q_z \times \frac{L}{2} = -4.575 \times \frac{6}{2} = 13.725 \text{ kN}$$

III.3.2 Moment de renversement

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

$$M_r = 13.725 \times 0.11 + 0.063 \times 0.8 = 1.56 \text{ kN.m}$$

III.3.3 Dimensionnement de l'échantignolle :

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

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

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

Donc : $w_{ely} \geq \frac{1.56 \times 1}{23.5} = 6.638 \text{ cm}^3$

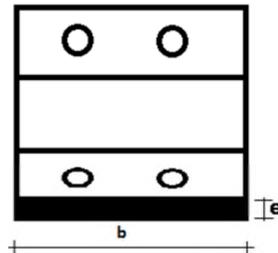


Figure III-7 Dimensions de l'échantignolle

Pour une section rectangulaire :

$$w_{ely} = \frac{b \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6.638 \times 6}{200}} = 14.111 \text{ mm} \approx 14 \text{ mm}$$

On adopte pour l'attache des pannes un échantignolle d'épaisseur $e = 14 \text{ mm}$ 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.

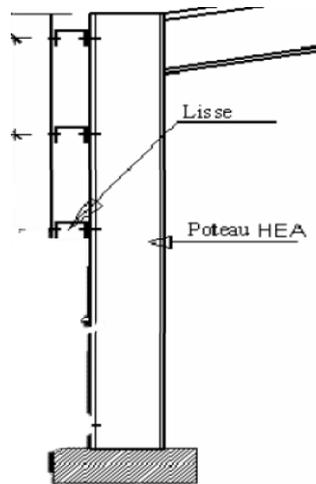


Figure III-8. Coupe transversal de la lisse de bardage.

III.4.1 Détermination des charges et surcharges

a) Les charges permanentes (sauf Profile)

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

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

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

e : espacement entre les pannes $e = 1.491\text{ m}$

$$G = (14 + 8) \times 1.491 = 0.328\text{ kN/m}$$

b) Surcharge climatique due au vent

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

$$W_s = -1.5768 \times 1.3 = -2.351\text{ kN/m}^2$$

➤ *Combinaisons d'actions*

❖ **ELU**

$$q_y = 1.35 \times G = 1.35 \times 0.328 = 0.443\text{ kN/m}$$

$$q_z = 1.5 \times W_s = 1.5 \times (-2.351) = -3.526\text{ kN/m}$$

❖ **ELS**

$$q_y = G = 0.328\text{ kN/m}$$

$$q_z = W_s = -2.351\text{ kN/m}$$

III.4.2 Pré-dimensionnement

Le pré dimensionnement 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 :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{W_s \cdot l^4}{E} = \frac{5 \times 2.351 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 629.732 \text{ cm}^4$$

On choisit **UAP 150**.

Ses caractéristiques sont :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
UAP 150	17.93	22.84	150	65	10.3	7	109	796.1	93.25	125.27	38.91	5.9	2.02

Le poids propre réel G :

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

$$G = [(14 + 8) \times (1.30)] + 17.9 = 50.732 \text{ daN/m}$$

III.5 Dimensionnement des lisses

III.5.1 Les combinaisons de calcul

$$q_y = 1.35 \times G = 1.35 \times 0.507 = 0.663 \text{ kN/m}$$

$$q_z = 1.5 \times W_s = 1.5 \times (-2.351) = -3.526 \text{ kN/m}$$

III.5.2 Détermination des sollicitations

$$M_y = \frac{q_z \cdot (l)^2}{8} = \frac{3.526 \times (6)^2}{8} = 15.867 \text{ kN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.663 \times (3)^2}{8} = 0.746 \text{ kN.m}$$

UAP 150: $W_{y, pl} = 125.27 \text{ cm}^3$, $W_{z, pl} = 38.91 \text{ cm}^3$

III.5.3 Vérification de la résistance des lisses

III.5.3.1 Condition de résistance :

La condition à vérifier est : $\left[\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right]^\beta \leq 1$ **EC3Art 5.4.8.1(11)**

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

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{125,27 \times 23,5}{1} = 29.438 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38,91 \times 23,5}{1} = 9.144 \text{ kN.m}$$

Sous le vent : $\left[\frac{15,867}{29,438} \right]^2 + \left[\frac{0,746}{9,144} \right]^1 \leq 1$ Vérifiée.

III.5.4 Vérification au cisaillement

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

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

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times tf = 2284 - 2 \times 65 \times 10,3 + (7 + 2 \times 10) \times 10,3 = 1223,1 \text{ mm}^2$$

$$V_z = \frac{q_z \cdot l}{2} = \frac{3,526 \times 6}{2} = 10,578 \text{ kN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{1223,1 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 16,595 \text{ kN}$$

$$V_z = 10,578 \text{ KN} < V_{pl,z} = 16,595 \text{ KN}$$

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'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{2474,8}{20,2}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{2474,8}{20,2}}{\frac{150}{10,3}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 78,892$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{78,892}{93,9} \right) \times [1]^{0,5} = 0,846$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,846 > 0,4 \rightarrow \text{Il y a risque de déversement}$$

A partir de la courbe de flambement a ; $\alpha = 0,21$ (Tableau 3).

$$\chi_{LT} = 0,768$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.768 \times 1 \times 125.27 \times 23,5}{1.1} = 20.553 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,zRd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{38.91 \times 23,5}{1.1} = 9.144 \text{ KN.m}$$

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

$$\left[\frac{15.867}{20.533} \right] + \left[\frac{0.746}{9.144} \right] = 0.854 \leq 1 \quad \text{Vérifier.}$$

III.5.6 Vérification à la flèche

a) Vérifier la flèche selon z-z

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2.351 \times 600^4 \times 10^{-1}}{796.1 \times 2.1 \times 10^5} = 2.373 \text{ cm} < \frac{600}{200} = 3 \quad \text{Vérifie.}$$

b) Vérifier la flèche selon y-y

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

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.663 \times 10^{-1} \times 600^4}{93.25 \times 2.1 \times 10^5} = 5.713 \text{ cm} > 3 \quad \text{Non vérifie.}$$

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

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.663 \times 10^{-1} \times 300^4}{93.25 \times 2.1 \times 10^5} = 0.357 \text{ cm} < 1.5 \quad \text{Vérifie.}$$

Conclusion : on choisit pour toutes les lisses un **UAP150**.

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 isolants. Ils sont sollicités en flexion composée :

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

III.6.1 Dimensionnement des potelets

- Chaque pignon possède trois potelets de longueur max $L = 8.313$ m.
- Le porté max entre axe des potelets $h = 5.00$ m (espace entre 2 pannes).
- Les potelets sont en **acier S235**.

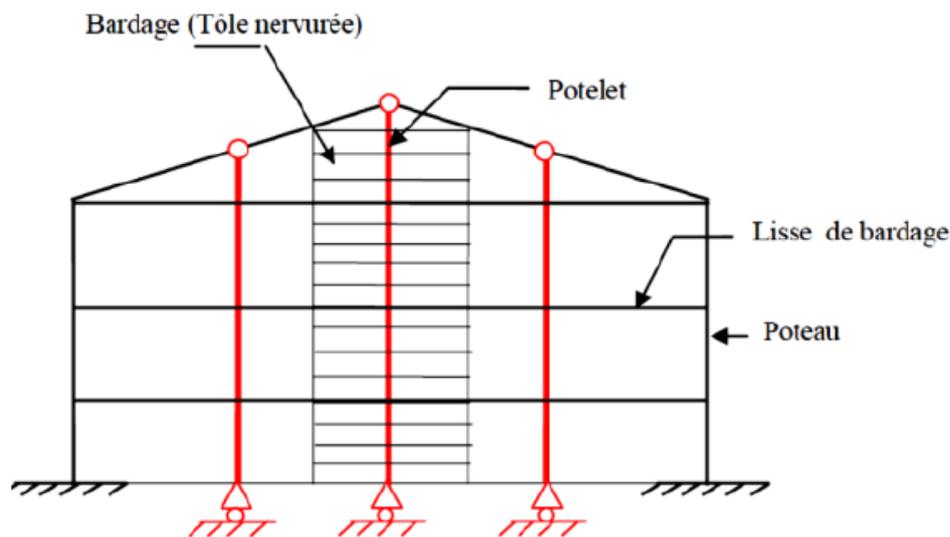


Fig. III.4 : Schéma du potelet.

III.6.2 Action et sollicitations :

- Poids du bardage (14 daN/m^2).
- Poids des lisses UAP (17.93 daN/m^2).
- Poids propre du potelet (à déterminer).
- Action du vent sur le pignon (-157.68 daN/m^2).

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

$$M_{sd} = \frac{w_s \cdot (l)^2}{8} = \frac{1.578 \times 5.00 \times 12^2}{8} = 177.80 \text{ KN.m}$$

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

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

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

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5q_z l^3}{384E} = \frac{1000 \times 9.878 \times (120)^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2335.6 \text{ cm}^4$$

→ $I_y \geq 2335.6 \text{ cm}^4$, Donc on choisit **HEA 270**.

Ses caractéristiques sont :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f 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
HEA270	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 (5.00 m).
- Longueur du bardage (6 m).
- Longueur du potelet (8.313 m).

$$G = (0.14 \times 5.00 \times 6) + (0.179 \times 5.00 \times 5) + (0.614 \times 12) \rightarrow G = 18.229 \text{ kN.}$$

III.6.4 Vérification de la flexion composée

➤ **Vérification de l'effort axial**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

- $N_{y.sd} = \gamma_G \cdot G = 1.35 \times 18.229 = 22.987 \text{ kN}$
→ $N_{y.sd} = 24.609 \text{ kN}$

- $N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2060 \times 23.5}{1} = 484.10 \text{ kN}$
→ $0.25 N_{pl.y.rd} = 121.025 \text{ kN}$

- $\frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(2060 - 2 \times 240 \times 12) \times 23.5}{1} = 348.74 \text{ kN}$
 $\rightarrow 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 174.37 \text{ kN}$
- $N_{y,Sd} = 24.609 \text{ kN} < \min\{121.025 \text{ kN} ; 147.37 \text{ kN}\}$

→ **Donc la condition est vérifiée**

III.6.5 Vérification de l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{Sd,max} = V_{Sd,z} = \frac{W_s \cdot L}{2} = \frac{9.878 \times 8.313}{2} = 59.265 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Sd,max} = \mathbf{59.265 \text{ kN}}$$

$$\text{et } V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 3061 \times \frac{23.5}{1\sqrt{3}} = 1085.418 \text{ daN} = 421.41 \text{ kN}$$

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

$$V_{Sd,max} = 59.256 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 210.69 \text{ kN}$$

→ **Donc la condition est vérifiée**

III.6.6 Vérification au flambement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

- $N_{Sd} = 22.987 \text{ kN}$
- $M_{y,Sd} = \frac{W_s L^2}{8} = \frac{9.878 (12)^2}{8} = 177.8 \text{ kN.m}$
- $M_{z,Sd} = 0$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$ 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.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1200}{6} = 200$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{200}{93.9} \times 1 = 2.12 > 0.2 \quad \text{Il y a un risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

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

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

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

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

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

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

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1080}{10.10} = 106.931$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{106.931}{93.9} \times 1 = 1.138 > 0.2$$

Axe de flambement **z-z** courbe de flambement b ; $\alpha_z = 0,34$ (tableau 3).

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.34(1.138 - 0.2) + 1.138^2] = 1.306$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.306 + (1.306^2 - 1.138^2)^{0.5}} = 0.513$$

$$\chi_z = 0.56$$

Donc $\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.329 ; 0.513) = 0.329$

Calcul du coefficient k :

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

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

$$\mu_y = 2.12(2 \times 1,3 - 4) + \frac{744.6 - 675.1}{675.1} = -1.236$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1.236) \times 2298.7}{0.329 \times 2060 \times 23.5} = 0.82$$

Et la condition sera :

$$\frac{2298.7}{0.329 \times \left(2060 \times 23.5 \times 10^2 / 1.1\right)} + \frac{0.82 \times 17780 \times 10^2}{744.6 \times \left(23.5 \times 10^2 / 1.1\right)} + 0 = 0.91 \leq 1 \quad \text{OK}$$

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 = 5mm.
- Les lisses un UAP150.
- Les potelets : HEA 270

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.

$$\frac{d}{b} = \frac{60}{30} = 2 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{60}{7} = 8.571 > 3$$

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 :

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0.792 \times 0.04 \times (60 \times 8.313 \times \cos 5.00 \times 2) = 31.482 \text{ KN}$$

Pour la paroi verticale :

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0.7165 \times 0.04 \times (60 \times 7 \times 2) = 24.074 \text{ KN}$$

Donc la force de frottement total est : $F_{fr} = 55.556 \text{ kN}$

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

IV.2.2 Evaluation des efforts horizontaux :

On a $F_{fr} = 76.414 \text{ kN}$ et $W_i = 1.425 \text{ kN/m}^2$

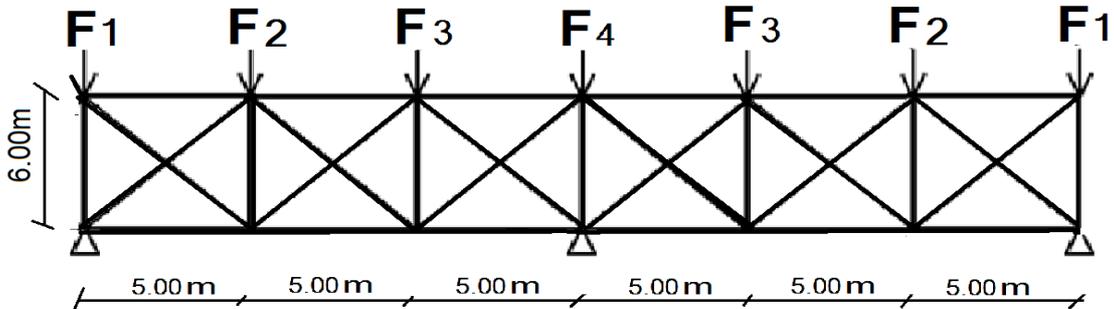


Figure IV-1. Schéma statique de la poutre au vent

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

Avec :

F_{fr} : force de frottement

$n = 7$: Nombre de nœuds au niveau de la toiture

Donc : $\frac{F_{fr}}{n} = \frac{55.556}{5} = 7.936 \text{ kN}$

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	4
h_i (m)	7.00	7.44	7.87	8.313
l_i (m)	2.50	5.00	7.50	2.50
S_i (m ²)	8.75	18.60	29.51	10.39
W_i (kN/m ²)	1.425	1.425	1.425	1.425
$W_i \cdot S_i$ (kN)	22.591	26.505	42.055	14.805
$\frac{F_{fr}}{n}$	7.932	7.932	7.932	7.932
F_i (kN)	30.523	34.437	49.987	22.737

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3) + F_4}{2} = \frac{2(30.523 + 34.437 + 49.987) + 22.737}{2} = 126.31$$

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.

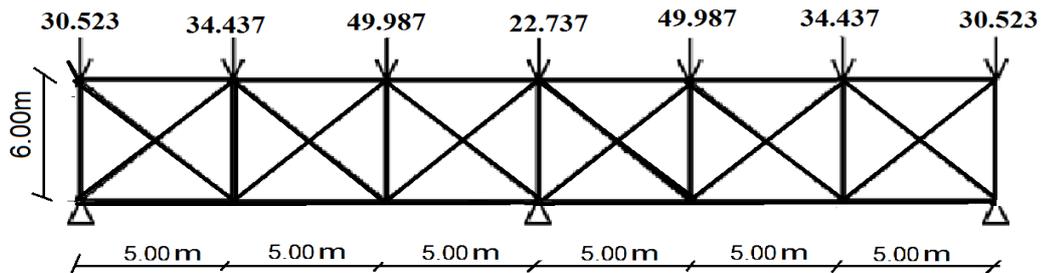
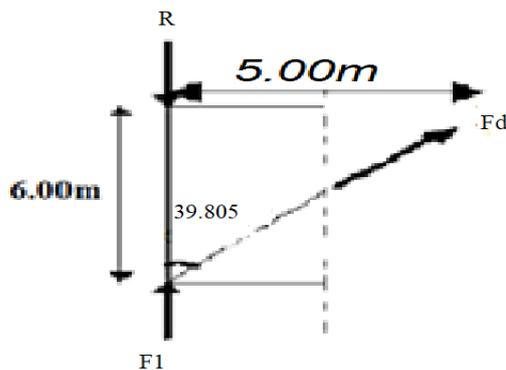


Figure IV-2 Schéma de calcul de la poutre au vent.



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

$$\tan \theta = \frac{5}{6} \rightarrow \theta = \arctg \frac{5}{6} = 39.805^\circ$$

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow R + F_1 + F_d \times \cos \theta = 0$$

D'où :

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{126.31 - 30.523}{\cos 39.805^\circ} = 124.685 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 187.027 \text{ kN}$$

IV.2.3.1 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

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

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{187.027 \times 1.1}{23.5} = 8.75 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L70 × 70 × 7**

IV.2.3.2 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$\text{Condition de résistance : } N_{Sd} = 187.027 \text{ kN} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de **L 70 × 70 × 7** ($A = 9.40 \text{ cm}^2$), avec un boulon de 16mm.

$$\text{Section nette : } A_{net} = A - (e \times d) = 9.40 - (0.7 \times 1.6) = 8.280 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 8.28 \times 36}{1.25} = 214.618 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{9.40 \times 23.5}{1.1} = 200.818 \text{ daN}$$

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

Donc la cornière **L 70 × 70 × 7** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

IV.2.4 Vérification des montants

Les montants ont sollicités 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 160**) s'il convient comme panne intermédiaire et panne sablière.

IV.2.4.1 Evaluation des charges

D'après le chapitre 3 on a :

La charge du vent : $W = -2.608 \text{ N/m}$. **(Voir chapitre III calcul des pannes)**

La charge de neige : $S_n = 0.2693 \text{ kN/m}$.

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

La charge permanente : $G = 0.486 \text{ kN/m}$.

IV.2.4.2 Combinaison des charges (la plus défavorable)

- **P.E.L.U**

- suivant yy' :

$$1.35 G \sin \alpha + 1.5 P_n \sin \alpha = (1.35 \times 0.486 + 1.5 \times 0.444) \sin 5.00 = 0.129 \text{ kN/m.}$$

$$\rightarrow T_u = 0.129 \text{ kN/m}$$

➤ suivant zz' :

$$1.35 G \cos \alpha - 1.5 W_s = (1.35 \times 0.486 \times \cos 5.00^\circ) - (1.5 \times 3.337) = -4.377 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow F_u = -4.337 \text{ kN/m}$$

• l'E.L.S

➤ suivant yy' :

$$G \sin \alpha + P_n \sin \alpha = (0.486 + 0.444) \sin 5.00^\circ = 0.089 \text{ N/m}$$

$$\rightarrow T_s = 0.089 \text{ kN/m}$$

➤ suivant zz' :

$$G \cos \alpha - W_s = 0.486 \times \cos 5.00^\circ - 2.608 = -2.321 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow F_s = -2.321 \text{ kN/m}$$

IV.2.4.3 Vérification de la flèche (ELS)

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

$$f_z = \frac{5 \cdot Q_T \cdot l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 89 \times 6^4}{384 \times 2100 \times 869} = 0.0009 \text{ m} = 0.09 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3$$

→ f_z est vérifiée.

$$f_y = \frac{5 \cdot Q_F \cdot (l/2)^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 2321 \times (6/2)^4}{384 \times 2100 \times 68.3} = 0.017 \text{ m}$$

$$f_y = 1.5 \text{ cm} = f_{ad} = \frac{(600/2)}{200} = 1.7 \text{ cm}$$

→ f_y est vérifiée.

$$f_{max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(1.7)^2 + (0.09)^2} = 1.70 \text{ cm} < f_{ad} = 300 \text{ cm}$$

→ Donc la flèche est vérifiée.

IV.3 Panne intermédiaire

IV.3.1 Vérification à la résistance

➤ Détermination de la classe de profilé

$$\hat{A}me : \frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 33\epsilon = 33$$

→ Âme de classe 1

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{82/2}{7.4} = 5.54 \leq 10\epsilon = 10$$

→ 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:

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

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

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

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

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 23.5}{1} = 29.116 \text{ kN/m.}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 23.5}{1} = 6.133 \text{ kN/m.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1.1} = 429.41 \text{ KN/m.}$$

IV.3.1.1 Flexion déviée (calcul des pannes)

$$G = 0.486 \text{ kN/m}$$

$$S_n = 0.2693 \text{ kN/m}$$

➤ Compression

$$V = F_2 = 49.987 \text{ kN}$$

➤ Combinaisons de charges

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

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

$$\text{Donc : } q_{sd} = 1.35 \times 0.486 + 1.5 \times 0.2693 = 1.051 \text{ kN/m}$$

$$q_{z, sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 1.051 \times \cos 5.00^\circ = 1.047 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{q_{z,Sd} \times l^2}{8} = \frac{1.047 \times 6^2}{8} = 4.711 \text{ KN.m}$$

$$q_{y,Sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 1.047 \times \sin 5.00^\circ = 0.155 \text{ kN/m}$$

$$M_{z,Sd} = \frac{q_{y,Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.155 \times (6/2)^2}{8} = 0.091 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 49.987 = 67.482 \text{ kN}$$

Caractéristiques géométriques de l’**IPE140** sont :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	15.8	20.1	160	82	7.4	5	127.2	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

IV.3.1.2 Vérification Au flambement

$$N_{sd} = R_A = 118.245 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

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

$$\frac{126.31}{0.124 \times 510.59} + \frac{0.085 \times 16.758}{35.549} + \frac{0.044 \times 0.064}{33.016} = 0.749 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

Donc **IPE180** convient comme panne sablière.

IV.4 Calcul de Palée de Stabilité Verticale

On a:

$$H_1 = q_j \times b / 2.H + F_{fr} / 2 = (1.336 \times 6/2 \times 7.00) + (76.414/2) = 85.12 \text{ kN}$$

$$\rightarrow H_1 = 85.12 \text{ kN}$$

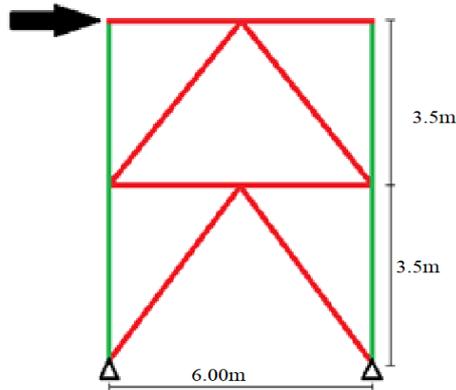


Figure IV-3 Schéma de stabilité verticale

IV.4.1.1 Calcul de diagonale D1

$$\text{tg } \alpha = 3.5/6 = 0.58 \Rightarrow \alpha = 30.11^\circ$$

$$D_1 = \sqrt{3.5^2 + 6^2} = 6.94 \text{ m}$$

IV.4.1.2 Section des diagonales

Il faut vérifier que :

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

$$N_{Sd} = \frac{H_1}{\cos \alpha} = \frac{85.12}{\cos 30.11^\circ} = 98.39 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad N_{Sd} = 98.39 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{98.39}{23.5} \cdot 1 = 623.33 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad A \geq 6.23 \text{ cm}^2$$

→ Donc on adopte un double cornier dos à dos \perp 90×90×9 de A= 6.88 cm²

IV.4.1.3 Vérification à la résistance ultime de la section

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

$$N_{Sd} = 109.625 \text{ kN}$$

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

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

$$\text{et : } \gamma_{M0} = 1 \quad \rightarrow \quad N_{pl,Rd} = \frac{6.88 \times 23.5}{1} = 161.68 \text{ KN}$$

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

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

On opte pour une cornière isolée de **L 90 x 90 x 9** avec un boulon de 22 mm.

Section nette : $A_{net} = 6.88 - (0.6 \times 2.2) = 5.56 \text{ cm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 5.56 \times 36}{1.25} = 144.11 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5.56 \times 23.5}{1} = 130.66 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = \min(161.68 \text{ KN} ; 144.11 \text{ KN} ; 130.66 \text{ KN}) \rightarrow N_{Rd} = \mathbf{130.66 \text{ KN}}$$

$$N_{Sd} = 109.625 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 130.66 \text{ KN} \quad \textit{Vérifiée.}$$

Donc la cornière \perp **90x90x9** 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 2016**).

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.

➤ *Charges variables :*

- Charges climatiques (vent et neige).
- Charges d'exploitation.

➤ *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.2.1 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.

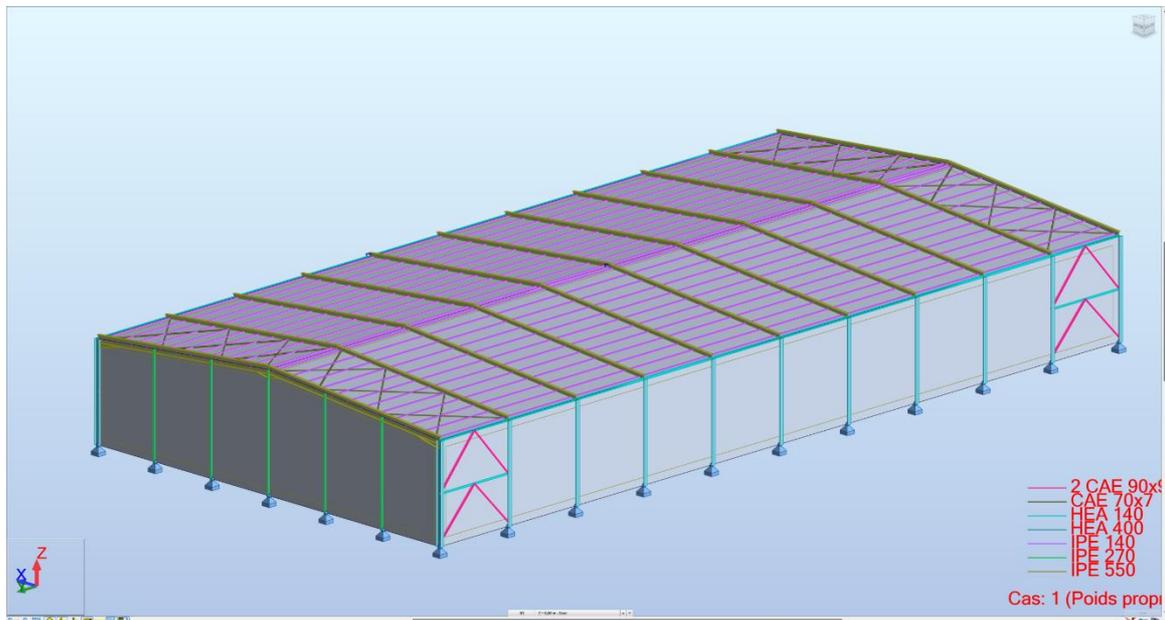


Figure V-1 Modèle de la structure sur RSA.

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 :**

The screenshot displays the 'Résultats Messages' window in AutoDesk RSA. The main window shows a table with columns: Pièce, Profil, Matériau, Lav, Laz, Ratio, and Cas. The table lists 71 structural members with their respective properties and results. To the right, a 3D model of a steel portal frame structure is shown, consisting of a main beam and several columns, with a roof structure supported by the columns.

Pièce	Profil	Matériau	Lav	Laz	Ratio	Cas
1	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.13	9 ELU /25/
2	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.15	9 ELU /25/
3	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.29	9 ELU /59/
4	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.30	9 ELU /57/
5	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.60	9 ELU /55/
6	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.60	9 ELU /55/
7	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.76	9 ELU /55/
8	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.76	9 ELU /55/
9	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.74	9 ELU /55/
10	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.76	9 ELU /57/
11	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.70	9 ELU /55/
12	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.70	9 ELU /55/
13	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.84	9 ELU /55/
14	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.86	9 ELU /57/
15	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.77	9 ELU /55/
16	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.77	9 ELU /55/
17	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.84	9 ELU /55/
18	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.86	9 ELU /57/
19	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.76	9 ELU /55/
20	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.76	9 ELU /55/
21	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.86	9 ELU /57/
22	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.86	9 ELU /57/
23	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.75	9 ELU /55/
24	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.75	9 ELU /55/
25	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.84	9 ELU /55/
26	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.86	9 ELU /57/
27	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.76	9 ELU /55/
28	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.76	9 ELU /55/
29	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.84	9 ELU /55/
30	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.86	9 ELU /57/
31	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.77	9 ELU /55/
32	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.77	9 ELU /55/
33	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.74	9 ELU /55/
34	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.75	9 ELU /57/
35	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.70	9 ELU /55/
36	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.70	9 ELU /55/
37	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.60	9 ELU /55/
38	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.60	9 ELU /55/
39	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.76	9 ELU /55/
40	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.76	9 ELU /55/
41	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.14	9 ELU /25/
42	HEA 400	ACIER E24	83.15	95.38	0.16	9 ELU /25/
43	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.28	9 ELU /55/
44	IPE 550	ACIER E24	64.62	167.00	0.31	9 ELU /57/
45	HEA 140	ACIER E28	17.44	170.45	0.18	9 ELU /29/
46	HEA 140	ACIER E28	17.44	170.45	0.10	4 Vent 0 deo sur (L)
47	HEA 140	ACIER E28	17.44	170.45	0.07	4 Vent 0 deo sur (L)
48	HEA 140	ACIER E28	17.44	170.45	0.07	4 Vent 0 deo sur (L)
49	HEA 140	ACIER E28	17.44	170.45	0.07	4 Vent 0 deo sur (L)
50	HEA 140	ACIER E28	17.44	170.45	0.07	4 Vent 0 deo sur (L)
51	HEA 140	ACIER E28	17.44	170.45	0.08	4 Vent 0 deo sur (L)
52	HEA 140	ACIER E28	17.44	170.45	0.08	4 Vent 0 deo sur (L)
53	HEA 140	ACIER E28	17.44	170.45	0.10	4 Vent 0 deo sur (L)
54	HEA 140	ACIER E28	17.44	170.45	0.13	9 ELU /50/
55	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.10	9 ELU /57/
56	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.11	9 ELU /59/
57	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.10	9 ELU /57/
58	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.10	9 ELU /55/
59	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.09	9 ELU /55/
60	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.09	9 ELU /55/
61	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.10	9 ELU /59/
62	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.10	9 ELU /57/
63	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.10	9 ELU /57/
64	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.17	9 ELU /55/
65	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.29	9 ELU /55/
66	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.17	9 ELU /57/
67	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.16	9 ELU /55/
68	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.16	9 ELU /55/
69	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.16	9 ELU /55/
70	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.16	9 ELU /55/
71	IPE 140	ACIER	104.54	362.87	0.16	9 ELU /55/

V.3 Résultats de dimensionnement des portiques sur Robot :

Le dimensionnements des poteaux en HEA 400, les traverses IPE 550 et les poutres sablières IPE 180) sur le programme d'analyse de structures AutoDesk RSA est donné les résultats générés automatiquement dans le programme:

This screenshot shows a detailed view of the 'Résultats Messages' window. The table contains the same data as the previous screenshot. To the right of the table is a control panel with several buttons: 'Note de calcul', 'Fermier', 'Aide', 'Analyse', and 'Cartographie'. Below these buttons, there is a section for 'Points de calcul' with the following information: 'division: n = 7', 'extrêmes: aucun', and 'additionnels: aucun'.

V.3.1 Extrait de Note de calcul des portiques

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 1 Poteau_gauche

PIECE: 29

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 7.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 ELU /55/ $1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.05 + 8*1.50$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=189.76 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm ³	Wplz=872.86 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 141.30 kN	My,Ed = -550.71 kN*m	Mz,Ed = 0.39 kN*m	Vy,Ed = -0.06 kN
Nc,Rd = 3736.03 kN	My,Ed,max = -550.71 kN*m	Mz,Ed,max = 0.39 kN*m	
	Vy,c,Rd = 1712.25 kN		
Nb,Rd = 2193.70 kN	My,c,Rd = 602.02 kN*m	Mz,c,Rd = 205.12 kN*m	Vz,Ed = -78.67 kN
	MN,y,Rd = 602.02 kN*m	MN,z,Rd = 205.12 kN*m	Vz,c,Rd = 777.84 kN
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.00$ m	$\lambda_{m,y} = 0.89$
$L_{cr,y} = 14.00$ m	$\chi_y = 0.74$



en z:

$L_z = 7.00$ m	$\lambda_{m,z} = 1.02$
$L_{cr,z} = 7.00$ m	$\chi_z = 0.59$

Lamy = 83.15

kyy = 0.80

Lamz = 95.38

kysz = 0.56

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.84 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 83.15 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 95.38 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.79 < 1.00$
(6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.45 < 1.00$
(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 2 Poteau_droit

PIECE: 26

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 7.00

m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 ELU /57/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.05 + 5*0.90 + 8*1.50

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=126.20 cm²

Az=57.33 cm²

Ax=158.98 cm²

tw=1.1 cm

Iy=45069.40 cm⁴

Iz=8563.83 cm⁴

Ix=189.76 cm⁴

tf=1.9 cm

Wply=2561.80 cm³

Wplz=872.86 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 134.99 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 559.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.03 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 3736.03 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 559.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 0.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,c,Rd} = 1712.25 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 2193.70 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 205.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 74.38 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 205.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 777.84 \text{ kN}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.89$
$L_{cr,y} = 14.00 \text{ m}$	$X_y = 0.74$
$\lambda_{m,y} = 83.15$	$k_{yy} = 0.80$



en z:

$L_z = 7.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 1.02$
$L_{cr,z} = 7.00 \text{ m}$	$X_z = 0.59$
$\lambda_{m,z} = 95.38$	$k_{yz} = 0.56$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.86 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{m,y} = 83.15 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 95.38 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)

TYPE D'ANALYSE: [Vérification des familles](#)

FAMILLE: 3 Contrevent_long

PIECE: 387

POINT: 7

COORDONNEE: x = 0.50 L = 3.00

m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 ELU /25/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.05 + 5*1.50 + 8*0.75

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm ²	Az=10.13 cm ²	Ax=31.42 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=1033.13 cm ⁴	Iz=389.32 cm ⁴	Ix=8.16 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=173.50 cm ³	Wplz=84.85 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 33.87 kN	My,Ed = -0.40 kN*m	Mz,Ed = -11.27 kN*m	Vy,Ed = 2.87 kN
Nc,Rd = 738.37 kN	My,Ed,max = -0.40 kN*m	Mz,Ed,max = -11.27 kN*m	Vy,T,Rd = 357.44 kN
Nb,Rd = 170.77 kN	My,c,Rd = 40.77 kN*m	Mz,c,Rd = 19.94 kN*m	Vz,Ed = -0.63 kN
	MN,y,Rd = 40.77 kN*m	MN,z,Rd = 19.94 kN*m	Vz,T,Rd = 137.35 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.00 m	Lam_y = 0.19
Lcr,y = 1.00 m	Xy = 1.00
Lamy = 17.44	kzy = 0.53



en z:

Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.81
Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.23
Lamz = 170.45	kzz = 1.10

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.57 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}, t_z, E_d / (f_y / (\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}, y = 17.44 < \text{Lambda}, \text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}, z = 170.45 < \text{Lambda}, \text{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N, E_d / (X_y * N, R_k / g_{M1}) + k_{yy} * M_y, E_d, \text{max} / (X_{LT} * M_y, R_k / g_{M1}) + k_{yz} * M_z, E_d, \text{max} / (M_z, R_k / g_{M1}) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, E_d / (X_z * N, R_k / g_{M1}) + k_{zy} * M_y, E_d, \text{max} / (X_{LT} * M_y, R_k / g_{M1}) + k_{zz} * M_z, E_d, \text{max} / (M_z, R_k / g_{M1}) = 0.82 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 4 Contrevent_rampant

PIECE: 350
m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 7.94

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 ELU /55/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.05 + 8*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 70x7

h=7.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.0 cm	Ay=4.90 cm ²	Az=4.90 cm ²	Ax=9.40 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=42.30 cm ⁴	Iz=42.30 cm ⁴	Ix=1.52 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wely=8.41 cm ³	Welz=8.41 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 122.59 kN

Nc,Rd = 220.90 kN

Nb,Rd = 132.32 kN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.97 \text{ m}$ $L_{am_y} = 1.00$
 $L_{cr,y} = 1.99 \text{ m}$ $X_y = 0.60$
 $L_{amy} = 93.62$



en z:

$L_z = 3.97 \text{ m}$ $L_{am_z} = 1.00$
 $L_{cr,z} = 1.99 \text{ m}$ $X_z = 0.60$
 $L_{amz} = 93.62$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 93.62 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 93.62 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.1.1.(1))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des familles*

FAMILLE: *5 Poteau_mur_pignon*

PIECE: *359*
m

POINT: *2*

COORDONNEE: *x = 0.17 L = 1.39*

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $9 \text{ ELU } /29/ \quad 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.05 + 7*1.50 + 8*0.75$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

$h=27.0 \text{ cm}$ $g_{M0}=1.00$ $g_{M1}=1.00$
 $b=13.5 \text{ cm}$ $A_y=31.46 \text{ cm}^2$ $A_z=22.14 \text{ cm}^2$ $A_x=45.95 \text{ cm}^2$
 $tw=0.7 \text{ cm}$ $I_y=5789.78 \text{ cm}^4$ $I_z=419.87 \text{ cm}^4$ $I_x=16.02 \text{ cm}^4$
 $tf=1.0 \text{ cm}$ $W_{ply}=484.00 \text{ cm}^3$ $W_{plz}=96.95 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 73.73 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -14.86 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.01 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1079.83 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -25.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 0.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,c,Rd} = 426.79 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 866.37 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 113.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 22.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -8.42 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 113.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 22.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 300.43 \text{ kN}$
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

$L_y = 8.31 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.79$		
$L_{cr,y} = 8.31 \text{ m}$	$X_y = 0.80$		
$\lambda_{m,y} = 74.03$	$k_{yy} = 0.81$		$k_{yz} = 0.52$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{m,y} = 74.03 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

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.2.2.1 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 grenailage, 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.

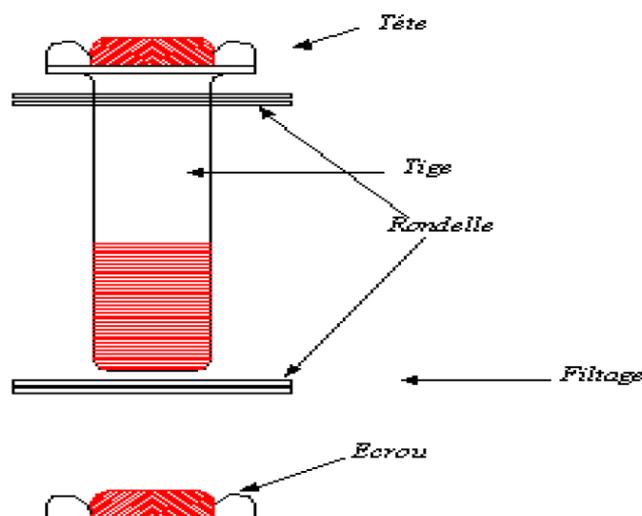


Figure VI-1 Les composants d'un boulon.

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 transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettront en outre les divers moments.

VI.4 Assemblages de palée de stabilité

- Calcul de l'attache de la diagonale (1) JL 90 x 90 x 9 avec le poteau
- Disposition des boulons

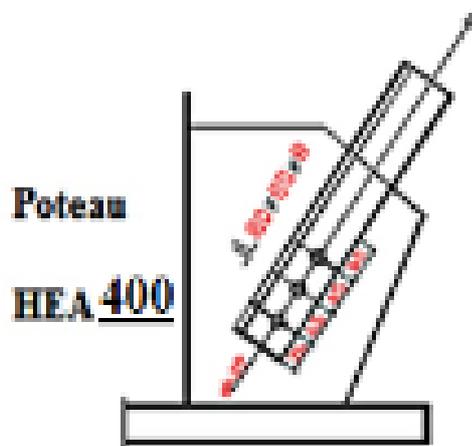


Figure VI-2 L'attache de diagonale.

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 = 26.4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_1 = 36\text{mm} \\ p_1 \geq 2.2d_0 = 48.4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } p_1 = 65\text{mm} \\ e_2 \geq 1.5d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_2 = 38\text{mm} \end{cases}$$

Tableau VI-2 Principales caractéristiques géométrique.

Désignation	d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _s (mm ²)
M20	20	22	314	245

Avec : d₀ = d+2 = 22 mm (tableau 6.1Eurocode 3)

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d₀ : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

On a : N_{Sd} = 109.625 kN

Pour un boulon $N_{Sd.1} = \frac{N_{Sd}}{3 \times 2} = 18.271 \text{ KN}$

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 :

$$F_{V,Rd} \geq N_{Sd,1}$$

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 : $F_{V,Rd} = 70.524 \text{ N} \geq N_{Sd,1} = 18.271 \text{ KN} \dots\dots\dots$ **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 (60×60×6), $t = 6 \text{ mm}$.

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min \left[\frac{36}{66}; \frac{65}{66} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right] = \min[0.54; 0.73; 2.7; 1] = 0.54$$

$$F_B = 2.5 \times 0.54 \times 36 \times 20 \times \frac{6}{1.25} = 46.656 \text{ KN}$$

Pour un boulon : $F_1 = \frac{N_{Sd}}{3.m} = 18.271 \text{ kN} < F_B = 46.656 \text{ kN}$ **vérifiée.**

Il y'a pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

• Vérification de gousset à la traction

Il faut vérifier que :

$$F_u \leq N_{u,Rd}$$

Avec : $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot \frac{A_{net}}{\gamma_{M2}} = 0.9 \times 360 \times \frac{2.88}{1.25} = 74.649 \text{ kN}$

Avec : $A_{net} = t(b - d_0) = 6(60 - 22) = 228 \text{ mm}^2$

Pour un boulon : $F_u = \frac{N_{Sd}}{3} = \frac{109.625}{3} = 36.541 \text{ kN} < N_{u,Rd} = 74.649 \text{ kN}$ **vérifiée.**

Donc : la diagonale **∟ 60×60×6** 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) :

$$V_{sd} = \frac{G \times L}{2} = \frac{0.432 \times 6}{2} = 1.296 \text{ kN}$$

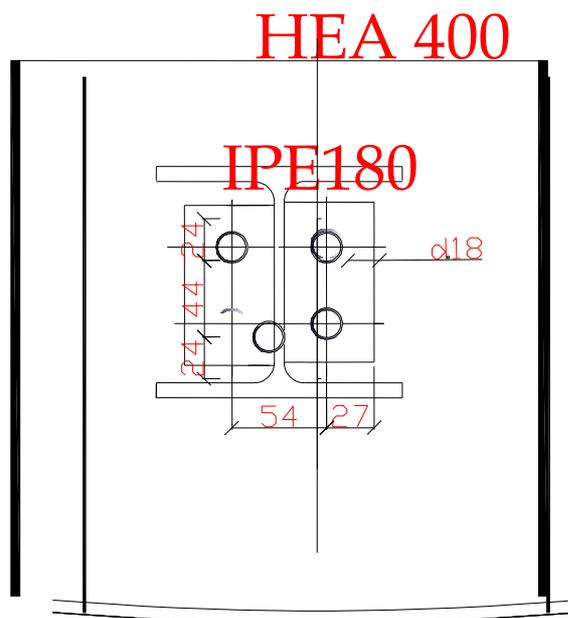


Figure VI-3 Assemblage poteau – sablière

$$F_{v.sd}^1 = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{1.296}{4} = 0.324 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd}^2 = \left(\frac{V_{sd}/2}{P_1} \right) \times e = \left(\frac{1.296/2}{54} \right) \times 24 = 0.358 \text{ KN}$$

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 P₁. En d'autres termes. Je 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 fileté du boulon.

Et : A_s = 192 mm

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 80 \times 192}{1.5} = 92.19 \text{ kN}$$

$$\text{Finalement : } \frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 \times F_{t.Rd}} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{0.483}{73.728} + \frac{0.241}{1.4 \times 92.19} = 0.0098 < 1$$

- 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 diamétrales 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 : e₁ = 36 mm ; t = 5.3 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 suivant :

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).

$$\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 36.6 \text{ mm}^2 \text{ De classe 4.6} \quad \rightarrow \quad f_{ub} = 40 \text{ daN/mm}^2$$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 40 \times 36.6}{1.25} = 70.272 \text{ KN} \quad \Rightarrow F_V = 70.272 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 40 \times 36.6}{1.5} = 87.84 \text{ KN} \quad \Rightarrow F_T = 87.84 \text{ KN}$$

$$\text{Finalement: } \frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{0.063}{70.272} + \frac{13.725}{1.4 \times 87.84} = 0.008 < 1$$

b) Boulon(2)

$$\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 36.6 \text{ mm}^2 \text{ De classe 8.8} \quad \rightarrow \quad f_{ub} = 80 \text{ daN/mm}^2$$

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec:} \begin{cases} F_{V,sd} = R_y = 0.063 \text{ KN} \\ F_{t,sd} = R_z = 13.725 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 80 \times 36.6}{1.25} = 14.054 \text{ KN} \quad \Rightarrow F_V = 14.054 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 80 \times 36.6}{1.5} = 17.568 \text{ KN} \quad \Rightarrow F_T = 17.568 \text{ KN}$$

$$\text{Finalement: } \frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{0.063}{14.054} + \frac{13.725}{1.4 \times 17.568} = 0.561 < 1$$

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 :

Tableau VII-1 Sollicitations les plus défavorables

ELU			ELS		
V	N	M	V	N	M
60.174	142.45	70.863	39.12	102.49	50.856

VII.3.2 Méthode des bielles

$$* G+Q \begin{cases} N_1 = 102.49 \text{ kN} ; N_1, M_1 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELS} \\ M_1 = 50.856 \text{ kN} \end{cases}$$

$$* 1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_2 = 142.45 \text{ kN} ; N_2, M_2 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELU} \\ M_2 = 70.863 \text{ kN} \end{cases}$$

VII.3.2.1 Pré-dimensionnement

Semelle carré : $S=A \times B / \sigma'_{sol} = 2bar = 20t/m^2$

$$A \times B \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol}} = \frac{102.49}{200} = 0.512 m^2$$

$$A \times B \geq 0.512$$

On prend $A= B=1.5m$

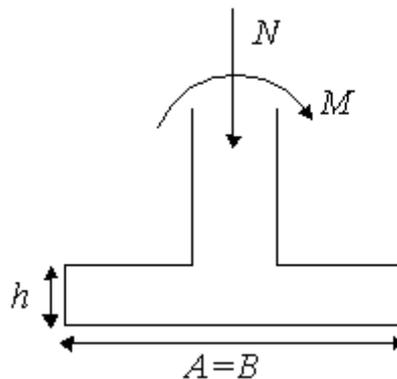


Figure VII-1 Sollicitations de fondation

VII.3.2.2 Calcul l'épaisseur du sol

$$(h_c - d') \geq \max\left(\frac{B - b}{4}, \frac{A - a}{4}\right)$$

$$\left(\frac{1.5 - 0.5}{4}, \frac{1.5 - 0.5}{4}\right)$$

$$(h_c - d') \geq \max(0,25 ; 0,25)(m)$$

$$(h_c - d') \geq 0.30 m$$

On prend $d' = 5 cm \Rightarrow h_c = 35 cm$, d' : enrobage d'acier

VII.3.2.3 Vérification de la stabilité

Stabilité $\Rightarrow A \geq 6e_1$; tel que e_1 : excentricité

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{50.856}{102.49} = 0.49 m$$

$$6e_1 = 6 \times 0.49 = 2.97 m$$

$A > 6e_1$ condition de stabilité est vérifié

VII.3.2.4 Vérification de la contrainte

$$A \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol} \times B} \left(1 + 3 \frac{e_1}{B}\right) = \frac{102,49}{200 \times 1,5} \left(1 + 3 \frac{0,49}{1,5}\right) = 0,67 \text{ m } \text{Donc :}$$

A > 0.67 m (vérifiée)



Figure VII-2 Contraintes de sol

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left(1 \pm \frac{6e_2}{A}\right)$$

$$e_2 = \frac{M}{N} = \frac{70,863}{142,45} = 0,49$$

$$S = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{142,45}{2,25} \left(1 + 6 \frac{0,5}{1,5}\right) = 189,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{142,45}{2,25} \left(1 - 6 \frac{0,49}{1,5}\right) = -60,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{4N}{3B(A - 2e)} = \frac{4 \times 102,49}{3 \times 1,5(1,5 - 2 \times 0,49)} = 175,19 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{ad}$$

$$L_1 = \frac{3}{5} \cdot B$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{189,93}{L_1} = \frac{-60,77}{L_2} \\ L_1 + L_2 = 1,5 \end{cases}$$

$$189,93 \cdot L_1 = A \cdot 60,77 \cdot L_2 \rightarrow L_1 = 3,21 \cdot L_2 \rightarrow 4,12 L_2 = 1,50$$

$$\rightarrow L_2 = 0,36 \text{ et } L_1 = 1,13$$

$$1,13 > 3/5 \cdot B = 0,90 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

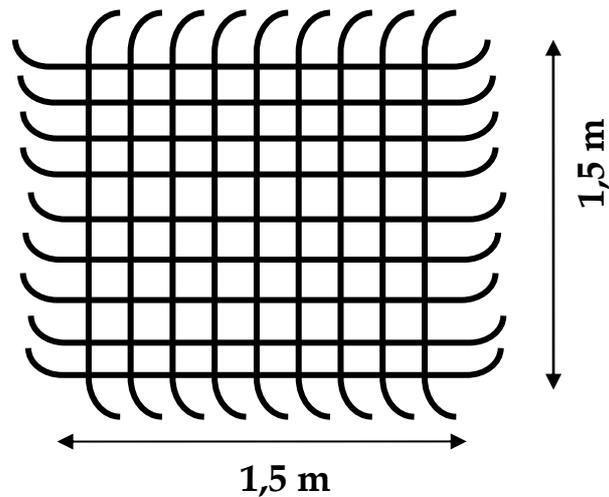


Figure VII-3 Vue en plan d'un croqué de ferrailage de la semelle

VII.3.3 Ferrailage

$$N^* = \sigma_{max} \times S = 175.19 \times 2.25 = 394.19 \text{ kN}$$

$$A_x = \frac{N^*(B - b)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_y = \frac{N^*(A - a)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_x = \frac{394.19(1.5 - 0.5)}{8(0.35)348} \times 10 = 4.04 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{394.19(1.5 - 0.5)}{8(0.35)348} \times 10 = 4.04 \text{ cm}^2$$

Donc il faut prendre la section minimum de BAEL 91

$$A_s \geq 0.23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{35 \times 150 \times 2.4}{400} = 7.24 \text{ cm}^2$$

$$10 \text{ HA } 14 = 13.85 \text{ cm}^2$$

VII.3.4 Calcul l'espace des cadres

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1.4 = 21\text{cm})$$

En prend $S_t = 15 \text{ cm}$

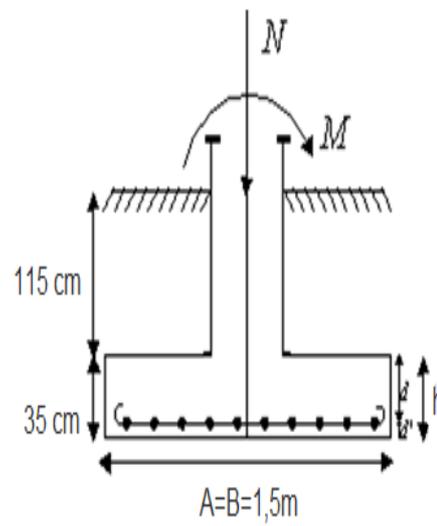


Figure VII-4. Vue en face de ferrailage de la semelle

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude et 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 théorique acquises durant plusieurs années, et grâce à ce travail nous avons appris a appliqué les différents nouveaux règlements, tel que ; (CCM97 et EuroCode 3), RNV2013 et BAEL91.

Au cours de cette étude nous somme 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.

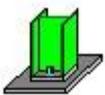
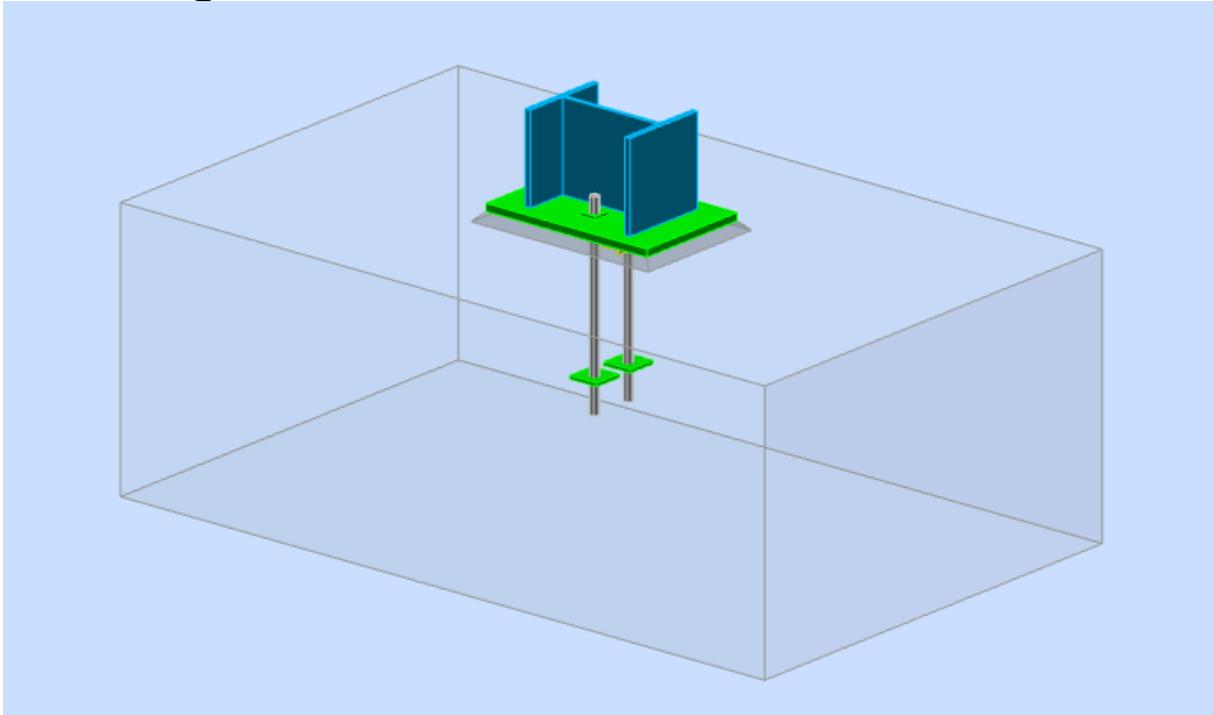
➤ *Logiciels :*

- Autodesk Robot Structural Analysis, Ver 2016.
- MS Word version.

Annexes

Annexes

1. Ancrage : Poteaux

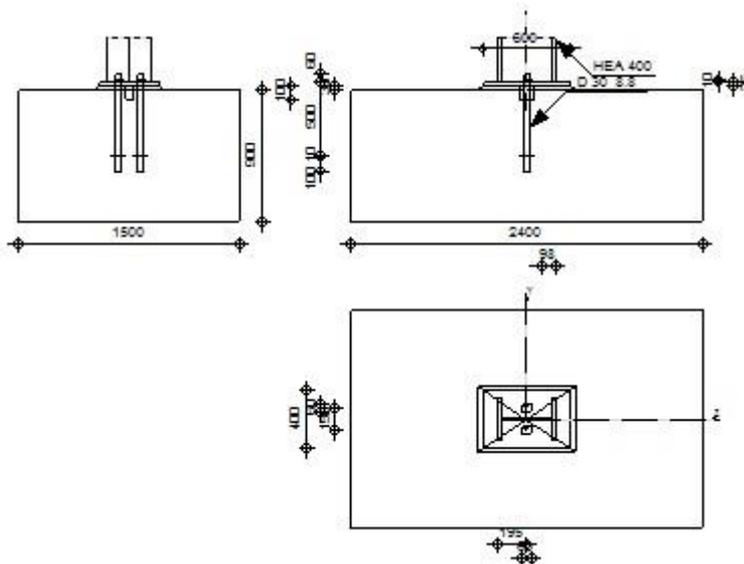


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul du Pied de Poteau articulé

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio
0.29

Général

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé
 Noeud de la structure: 36
 Barres de la structure: 22

Géométrie

Poteau

Profilé:	HEA 400
Barre N°:	22
$L_c = 7.00$ [m]	Longueur du poteau
$\alpha = 0.0$ [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c = 390$ [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} = 300$ [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} = 11$ [mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} = 19$ [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c = 27$ [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c = 158.98$ [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} = 45069.40$ [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E24	
$f_{yc} = 235.00$ [MPa]	Résistance
$f_{uc} = 365.00$ [MPa]	Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} = 600$ [mm]	Longueur
$b_{pd} = 400$ [mm]	Largeur
$t_{pd} = 25$ [mm]	Epaisseur
Matériau: ACIER	
$f_{ypd} = 235.00$ [MPa]	Résistance
$f_{upd} = 365.00$ [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
$d = 30$ [mm]	Diamètre du boulon
$A_s = 5.61$ [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 7.07$ [cm ²]	Aire de la section du boulon
$n = 2$	Nombre de rangées des boulons
$e_v = 150$ [mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
$L_2 = 500$ [mm]
$L_3 = 100$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm]	Longueur
$b_p = 100$ [mm]	Largeur
$t_p = 10$ [mm]	Epaisseur
Matériau: ACIER E24	
$f_y = 235.00$ [MPa]	Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm]	Longueur
$b_{wd} = 60$ [mm]	Largeur
$t_{wd} = 10$ [mm]	Epaisseur

Bèche

Profilé: IPE 100	
$l_w = 100$ [mm]	Longueur
Matériau: ACIER E24	
$f_{yw} = 235.00$ [MPa]	Résistance

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} = 1.25$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C = 1.50$	Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

L =	2400	[mm]	Longueur de la semelle
B =	1500	[mm]	Largeur de la semelle
H =	900	[mm]	Hauteur de la semelle

BétonClasse BETON25f_{ck} = 25.00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression**Mortier de calage**t_g = 30 [mm] Epaisseur du mortier de calagef_{ck,g} = 12.00 [MPa] Résistance caractéristique à la compressionC_{f,d} = 0.30 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton**Soudures**a_p = 7 [mm] Plaque principale du pied de poteaua_w = 4 [mm] Bèche**Efforts**

Cas: 9: ELU /57/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.05 + 5*0.90 + 8*1.50

N_{j,Ed} = -146.15 [kN] Effort axialV_{j,Ed,y} = 0.00 [kN] Effort tranchantV_{j,Ed,z} = -87.58 [kN] Effort tranchant**Résultats****Zone comprimée****COMPRESSION DU BETON**f_{cd} = 16.67 [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]f_j = 30.43 [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]c = t_p √(f_{yp}/(3*f_j*γ_{M0}))

c = 40 [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 99 [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]l_{eff} = 380 [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]A_{c0} = 377.27 [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]A_{c1} = 3395.42 [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*√(A_{c1}/A_{c0}) ≤ 3*A_{c0}*f_{cd}F_{rd,u} = 1886.34 [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]β_j = 0.67 Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]f_{jd} = β_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})f_{jd} = 33.33 [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]A_{c,n} = 1002.46 [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}F_{c,Rd,n} = 3341.54 [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}N_{j,Rd} = 3341.54 [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]**Contrôle de la résistance de l'assemblage**N_{j,Ed} / N_{j,Rd} ≤ 1,0 (6.24) 0.04 < 1.00 vérifié (0.04)**Cisaillement****PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**Cisaillement par l'effort V_{j,Ed,y}α_{d,y} = 1.30 Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]α_{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}*α_{b,y}*f_{up}*d*t_p / γ_{M2}F_{1,vb,Rd,y} = 547.50 [kN] 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}α_{d,z} = 0.79 Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]α_{b,z} = 0.79 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]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 433.44 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]}$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_{lb} = 0.28 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \text{ [6.2.2.(7)]}$$

$$A_{vb} = 7.07 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]}$$

$$f_{ub} = 800.00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]}$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_{lb} \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 124.41 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]}$$

$$\alpha_M = 2.00 \quad \text{Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 2.19 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 58 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1.20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 63.39 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 369.71 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2.00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2.16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 342.33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y} = \frac{1736.3}{3} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage}$$

CEB [9.3.4.(a)]

$$\psi_{A,V,y} = 0.89 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage}$$

CEB [9.3.4]

$$\psi_{h,V,y} = 1.04 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation}$$

CEB [9.3.4.(c)]

$$\psi_{s,V,y} = 1.00 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement}$$

CEB [9.3.4.(d)]

$$\psi_{ec,V,y} = 1.00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage}$$

CEB [9.3.4.(e)]

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant}$$

CEB [9.3.4.(f)]

$$\psi_{ucr,V,y} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation}$$

CEB [9.3.4.(g)]

$$\gamma_{Mc} = 2.16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 743.15 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = \frac{3624.4}{7} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage}$$

CEB [9.3.4.(a)]

$$\psi_{A,V,z} = 0.22 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage}$$

CEB [9.3.4]

$$\psi_{h,V,z} = 1.22 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation}$$

CEB [9.3.4.(c)]

$$\psi_{s,V,z} = 0.82 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement}$$

CEB [9.3.4.(d)]

$$\psi_{ec,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage}$$

CEB [9.3.4.(e)]

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant}$$

CEB [9.3.4.(f)]

$$\psi_{ucr,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation}$$

CEB [9.3.4.(g)]

$$\gamma_{Mc} = 2.16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 375.48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0.30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 146.15 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression [6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 43.84 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement [6.2.2.(6)]}$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 233.33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 128.33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 403.95 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0.00 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 298.95 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.29 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.29)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.29 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.29)$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$$\sigma_{\perp} = 5.88 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 5.88 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 0.00 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = -17.77 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0.85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0.02 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.02)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0.03 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0.10 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.10)$$

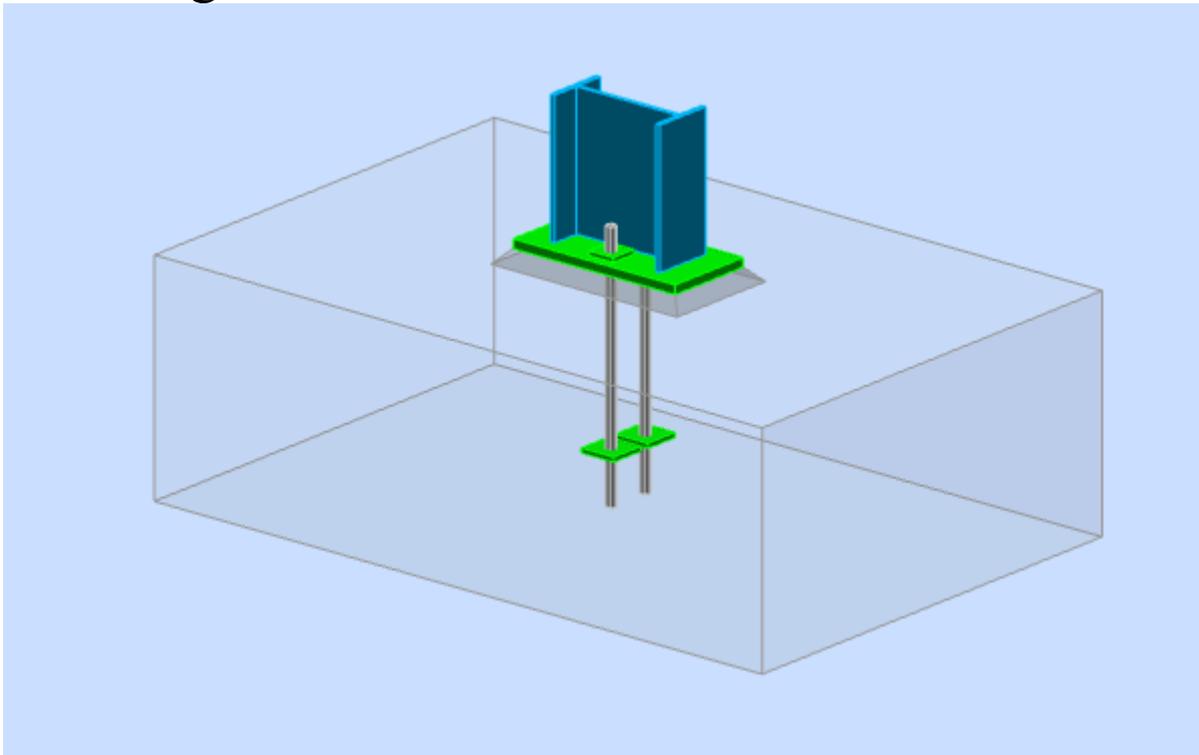
Composant le plus faible:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.29

2. Ancrage : Potelets



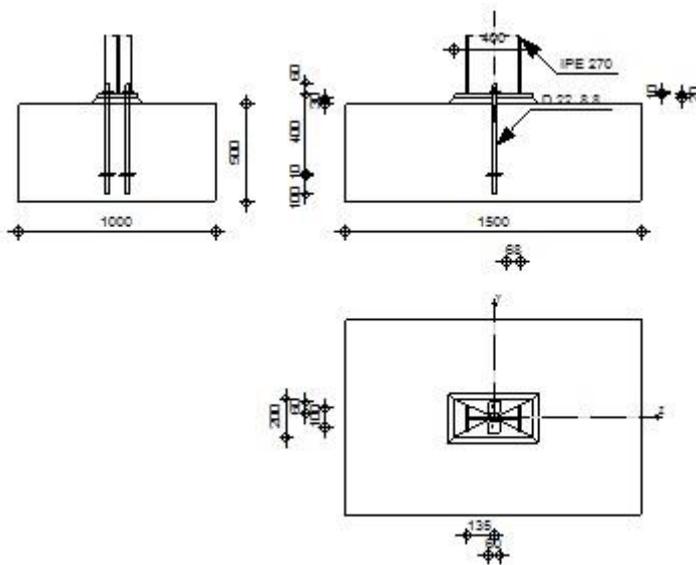
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul du Pied de Poteau articulé

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB
Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio
0.21



Général

Assemblage N°: 8
Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé
Noeud de la structure: 337
Barres de la structure: 360

Géométrie

Poteau

Profilé:	IPE 270	
Barre N°:	360	
$L_c =$	7.00 [m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0.0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	270 [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	135 [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	7 [mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	10 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	15 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	45.95 [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	5789.78 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24	
$f_{yc} =$	235.00 [MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365.00 [MPa]	Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} =$	400 [mm]	Longueur
$b_{pd} =$	200 [mm]	Largeur
$t_{pd} =$	20 [mm]	Épaisseur
Matériau:	ACIER	
$f_{ypd} =$	235.00 [MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365.00 [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
$d =$	22 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	3.03 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3.80 [cm ²]	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]
$L_2 =$	400 [mm]
$L_3 =$	100 [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p =$	80 [mm]	Longueur
$b_p =$	80 [mm]	Largeur
$t_p =$	10 [mm]	Épaisseur
Matériau:	ACIER E24	
$f_y =$	235.00 [MPa]	Résistance

Platine

$l_{wd} =$	60 [mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60 [mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10 [mm]	Épaisseur

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1.50	Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L =$	1500 [mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1000 [mm]	Largeur de la semelle
$H =$	500 [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON25
--------	---------

$f_{ck} = 25.00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12.00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0.30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 7$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

Efforts

Cas: 9: ELU /54/ $1*1.00 + 2*1.00 + 7*1.50$

$N_{j,Ed} = -8.41$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = 0.02$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = 12.24$ [kN] Effort tranchant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16.67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 28.87$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$
 $c = 33$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 76$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 200$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 152.18$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 1369.64$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 760.91$ [kN] 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)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 33.33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 437.54$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 1458.46$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 1458.46$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0.01 < 1.00$ **vérifié** (0.01)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0.69$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0.69$ 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]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 223.06$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2.78$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1.00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2.50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 321.20$ [kN] 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)]

$A_{vb} = 3.80$ [cm²] 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)]

$\alpha_b = 0.28$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]	
$\gamma_{M2} = 1.25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]	
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} = 66.90$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]	
$\alpha_M = 2.00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]	
$M_{Rk,s} = 0.86$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]	
$l_{sm} = 51$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]	
$\gamma_{Ms} = 1.20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]	
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$			
$F_{v,Rd,sm} = 28.18$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]	
RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER			
$N_{Rk,c} = 213.46$ [kN]	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]	
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} = 197.65$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]	
ECRASEMENT DU BORD DU BETON			
Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$			
$V_{Rk,c,y} = 774.0$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage		CEB [9.3.4.(a)]
$= 4$]			
$\psi_{A,V,y} = 0.74$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage		CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1.11$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation		CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 1.00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement		CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1.00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage		CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1.00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant		CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1.00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation		CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel		CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y} = 293.37$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]	
Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$			
$V_{Rk,c,z} = 1445.7$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage		CEB [9.3.4.(a)]
$= 7$]			
$\psi_{A,V,z} = 0.21$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage		CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1.27$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation		CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0.83$	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)]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel		CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z} = 151.79$ [kN]	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)]	
$N_{c,Ed} = 8.41$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]	
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} = 2.52$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]	
CONTROLE DU CISAILLEMENT			
$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 58.89$ [kN]	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)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			

$V_{j,Rd,z} = 58.89$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]	
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0.21 < 1.00	vérifié	(0.21)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0.21 < 1.00	vérifié	(0.21)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

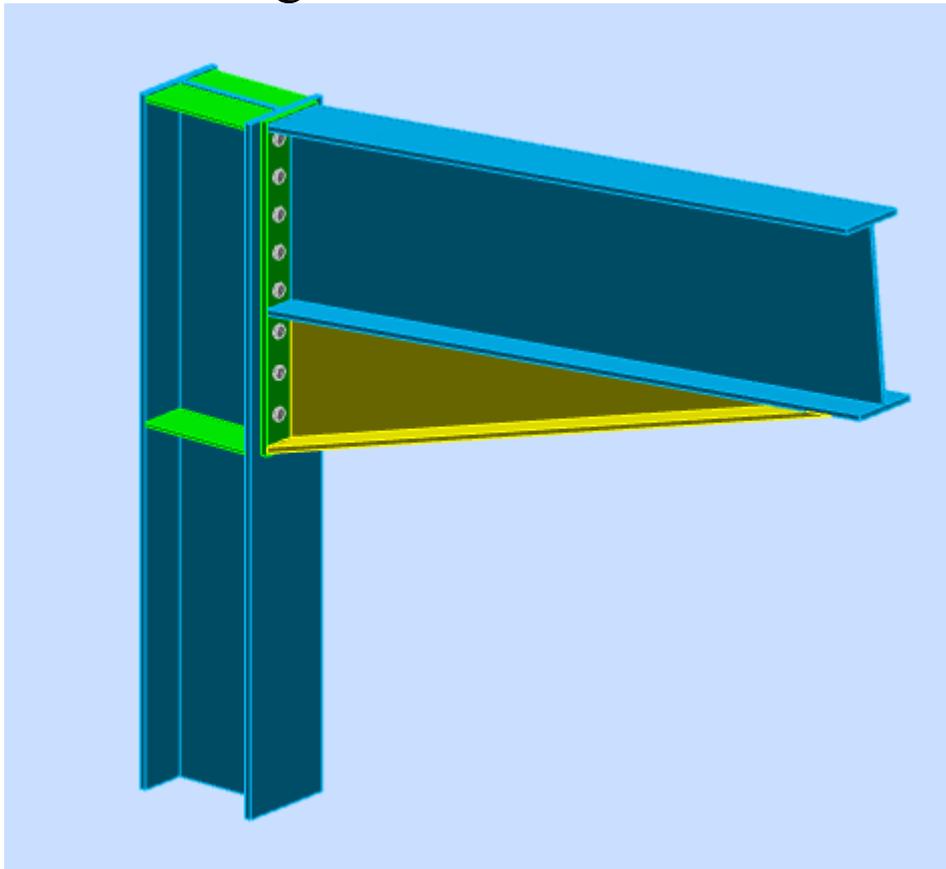
$\sigma_{\perp} = 0.62$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 0.62$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{yII} = 0.01$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{zII} = 3.50$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle 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)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.00 < 1.00	vérifié	(0.00)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.02 < 1.00	vérifié	(0.02)

Composant le plus faible:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.21

3. Assemblage : Poteau-Traverse

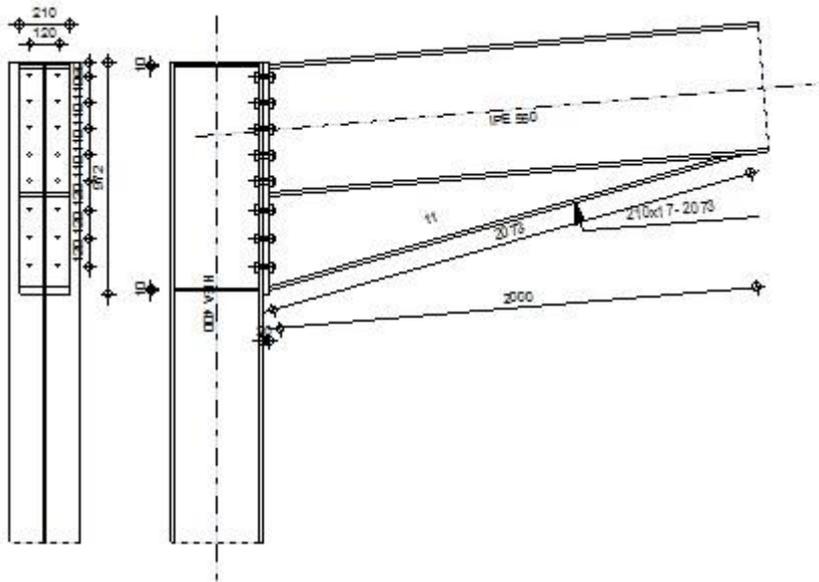


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0.98



Général

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 42
 Barres de la structure: 26, 28

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 26
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158.98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069.40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E24
 $f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 550
 Barre N°: 28
 $\alpha = 5.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 210$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 134.42$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 67116.50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E24
 $f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{iRd} = 211.68$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 8$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 120$ [mm]
 Entraxe $p_i = 110; 110; 110; 110; 120; 120; 120$ [mm]

Platine

$h_p = 972$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E24
 $f_{yp} = 235.00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 400$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 2000$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 16.1$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{ybu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme

$a_f = 13$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 10$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 6$ [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1.10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 9: ELU /57/ $1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.05 + 5*0.90 + 8*1.50$

$M_{b1,Ed} = 559.07$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 131.90$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -70.69$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = 559.07$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = -74.38$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -134.99$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$$A_b = 134.42 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 3158.87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la compression} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

CISAILLEMENT

$$A_{vb} = 116.75 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 1583.97 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0.08 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 2787.01 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 654.95 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 4942.93 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 1161.59 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 1161.59 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 935 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1242.99 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 5.0 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 16.1 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 332 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vb} = 72.35 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.86 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 200.01 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 0.85 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 3180.46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 468 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1.11 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0.74 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 2353.76 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1061.03 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1061.03 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	559.07 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0.00 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	-74.38 [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0.00 [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$Z =$	838 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} =$	704.23 [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	57.33 [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	57.33 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	942 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	6.36 [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	1.76 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	1.76 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	717.30 [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ 0.98 < 1.00 **vérifié** (0.98)

ÂME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11 [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	325 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57.33 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0.82	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	193.32 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	0.88	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	28.90 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 1279.47$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	298 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0.88	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0.88	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3.38	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1.00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 1205.61$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd} = 1205.61$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

ÂME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11 [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	324 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]

$t_{wc} =$	11	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$A_{vc} =$	57.3 3	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0.82		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	193. 32	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	0.88		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	28.9 0	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1278.69 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$d_{wc} =$	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0.88		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0.88		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3.38		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1.00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1205.29 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1205.29 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	33	-	90	-	110	207	263	207	263	213	196	196	196
2	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
3	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
4	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
5	33	-	90	-	115	207	244	207	244	230	115	115	115
6	33	-	90	-	120	207	244	207	244	240	120	120	120
7	33	-	90	-	120	207	244	207	244	240	120	120	120
8	33	-	90	-	120	207	244	207	244	223	182	182	182

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	43	-	45	-	110	271	308	271	308	246	249	246	249
2	43	-	45	-	110	271	229	229	229	220	110	110	110
3	43	-	45	-	110	271	229	229	229	220	110	110	110
4	43	-	45	-	110	271	229	229	229	220	110	110	110
5	43	-	45	-	115	271	229	229	229	230	115	115	115
6	43	-	45	-	120	271	229	229	229	240	120	120	120
7	43	-	45	-	120	271	229	229	229	240	120	120	120
8	43	-	45	-	120	271	229	229	229	256	174	174	174

- 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

- m – Distance du boulon de l'âme
 $l_{eff,1,g}$ – 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

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2122.05 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.03 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 211.68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 313.73 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – 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 fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	380.53	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 386.02$	386.02	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 486.89$	486.89	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 380.53$	380.53	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 706.99$	706.99	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627.46$	627.46	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 717.30$	717.30	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1205.61$	1205.61	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1242.99$	1242.99	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1061.03$	1061.03	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	243.14	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 375.07$	375.07	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 486.89$	486.89	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 338.16$	338.16	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 596.81$	596.81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627.46$	627.46	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 717.30 - 380.53$	336.77	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 1205.61 - 380.53$	825.08	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 1242.99 - 380.53$	862.46	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 1061.03 - 380.53$	680.49	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 645.83 - 380.53$	265.30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 657.54 - 380.53$	277.01	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 623.67 - 380.53$	243.14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 936.05 - 380.53$	555.52	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	93.63	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 375.07$	375.07	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 486.89$	486.89	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 338.16$	338.16	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 596.81$	596.81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627.46$	627.46	Boulons au cisaillement/poinçonnement

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 717.30 - 623.67$	93.63	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1205.61 - 623.67$	581.94	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1242.99 - 623.67$	619.32	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1061.03 - 623.67$	437.35	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 567.29 - 243.14$	324.15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 512.44 - 243.14$	269.30	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 944.06 - 623.67$	320.39	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 795.47 - 623.67$	171.80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 479.41 - 243.14$	236.27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 573.87 - 243.14$	330.73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 898.49 - 623.67$	274.82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1222.99 - 623.67$	599.31	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
$F_{t,fc,Rd(4)} = 375.07$	375.07	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 486.89$	486.89	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 338.16$	338.16	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 596.81$	596.81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627.46$	627.46	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 717.30 - 717.30$	0.00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1205.61 - 717.30$	488.31	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1242.99 - 717.30$	525.69	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1061.03 - 717.30$	343.72	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 567.29 - 93.63$	473.66	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 512.44 - 93.63$	418.81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 850.93 - 336.77$	514.16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 691.65 - 336.77$	354.87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1242.29 - 717.30$	524.99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 892.01 - 717.30$	174.70	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 479.41 - 93.63$	385.78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 573.87 - 93.63$	480.24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 719.12 - 336.77$	382.34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 860.81 - 336.77$	524.03	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1173.30 - 717.30$	456.00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1509.92 - 717.30$	792.62	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	893	380.53	386.02	486.89	380.53	706.99	423.36	627.46
2	783	243.14	375.07	486.89	338.16	596.81	423.36	627.46
3	673	93.63	375.07	486.89	338.16	596.81	423.36	627.46
4	563	-	375.07	486.89	338.16	596.81	423.36	627.46
5	453	-	375.07	486.89	338.16	596.81	423.36	627.46
6	333	-	375.07	486.89	338.16	596.81	423.36	627.46
7	213	-	375.07	486.89	338.16	596.81	423.36	627.46
8	93	-	374.80	486.89	338.16	596.81	423.36	627.46

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 593.31 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.94 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.94)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$\alpha_v =$	0.60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lf} =$	0.88	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	158.34 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	211.68 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	277.40 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	252.18 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{ij,Rd,N}$	$F_{ij,Ed,N}$	$F_{ij,Rd,M}$	$F_{ij,Ed,M}$	$F_{ij,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	423.36	-8.84	380.53	358.57	349.74	129.81
2	423.36	-8.84	243.14	229.11	220.27	198.98
3	423.36	-8.84	93.63	88.23	79.39	274.26
4	423.36	-8.84	0.00	0.00	-8.84	316.67
5	423.36	-8.84	0.00	0.00	-8.84	316.67
6	423.36	-8.84	0.00	0.00	-8.84	316.67
7	423.36	-8.84	0.00	0.00	-8.84	316.67
8	423.36	-8.84	0.00	0.00	-8.84	316.67

$F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{ij,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{ij,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{ij,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \text{ [Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 2186.42 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.06 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

Résistance des soudures

$A_w =$	256.04 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	85.75 [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	170.30 [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	206796.60 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	90.92 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-88.06 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	7.75 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0.80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 181.84 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.50)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 176.62 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.48)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 90.92 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.35)$$

Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} =$	4 [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14 [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20 [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	64 [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6 [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	62.72	4116.96
1	893	4	34	22	2	18.96	1693.14
2	783	2	19	10	1	10.69	837.13
3	673	2	19	10	1	9.19	618.48
4	563	2	19	10	1	7.69	432.86
5	453	3	20	10	1	6.40	290.08

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
6	333	3	21	11	1	4.86	161.98
7	213	3	21	11	1	3.11	66.30
8	93	4	31	16	2	1.82	16.99

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$Z_{\text{eq}} = 656 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / Z_{\text{eq}}$$

$$k_{\text{eq}} = 10 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{\text{vc}} = 57.33 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1.00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 656 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 3 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = E Z_{\text{eq}}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{\text{eq}}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = 222885.93 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2.55 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,\text{ini}} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 87564.95 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,\text{rig}} = 74885.44 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{pin}} = 4680.34 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{ini}} \leq S_{j,\text{rig}} \quad \text{RIGIDE}$$

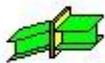
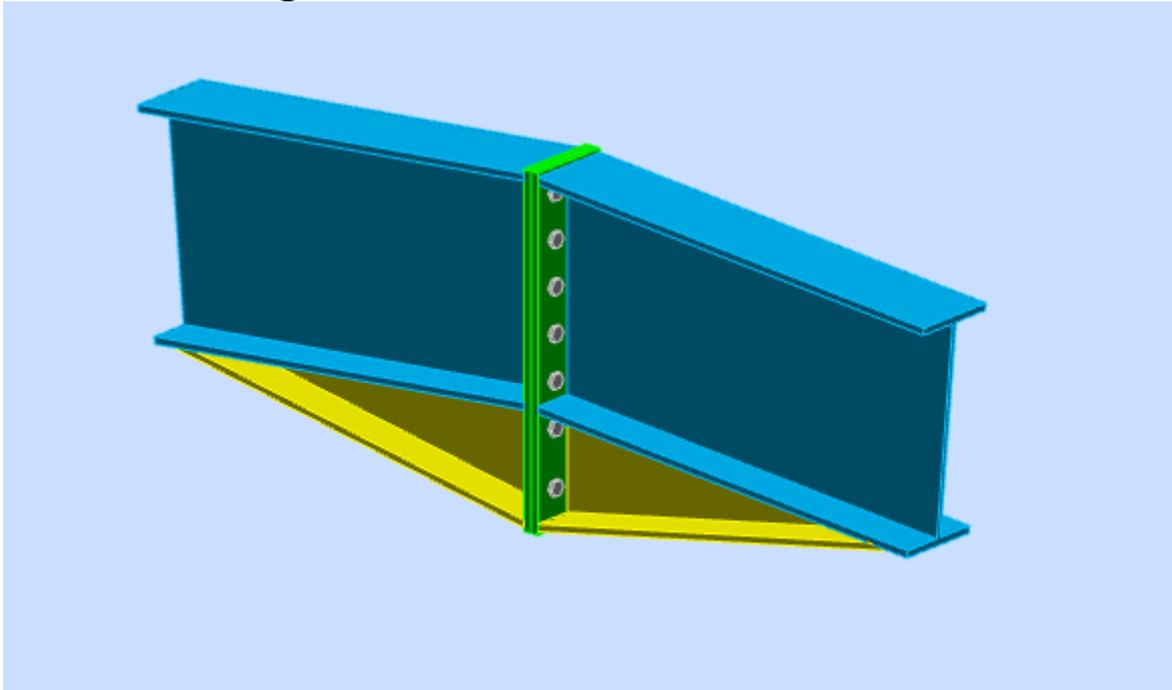
Composant le plus faible:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.98

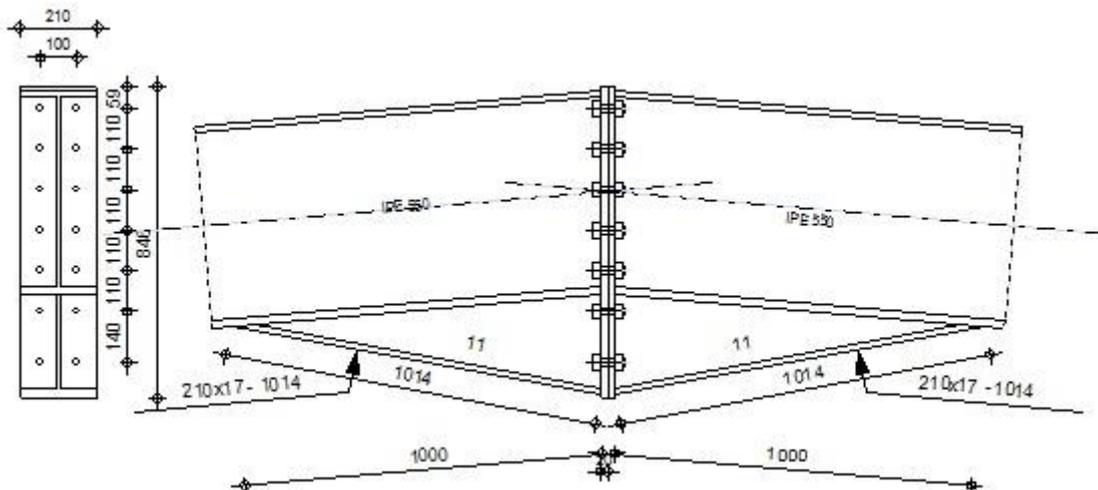
4. Assemblage : Traverse-Traverse



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0.61

Général

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 38
Barres de la structure: 23, 24

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé:	IPÉ 550	
Barre N°:	23	
$\alpha =$	-175.0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	550 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	210 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	11 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	17 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	24 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	134.42 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	67116.50 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24	
$f_{yb} =$	235.00 [MPa]	Résistance

Poutre

Profilé:	IPÉ 550	
Barre N°:	24	
$\alpha =$	-5.0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	550 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	210 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	11 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	17 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	24 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	134.42 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	67116.50 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24	
$f_{yb} =$	235.00 [MPa]	Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	211.68 [kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	59 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100 [mm]	
Entraxe $p_i =$	110;110;110;110;110;140 [mm]	

Platine

$h_{pr} =$	846 [mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	210 [mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER	
$f_{ypr} =$	235.00 [MPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_{rd} =$	210 [mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	17 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	275 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	11 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1000 [mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	10.7 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER	
$f_{ybu} =$	235.00 [MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	8 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	13 [mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5 [mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 9: ELU /55/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.05 + 8*1.50

$M_{b1,Ed} =$	-393.13 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-1.81 [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-78.33 [kN]	Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b =$ 134.42 [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} =$ 3158.87 [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$ 102.87 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} =$ 1395.72 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0.00 < 1.00 **vérifié** (0.00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$ 2787.01 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} =$ 654.95 [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$ 4070.87 [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} =$ 956.65 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$ 956.65 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f =$ 810 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} =$ 1181.48 [kN] 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:

$\beta =$ 5.0 [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma =$ 10.7 [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} =$ 306 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} =$ 72.35 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega =$ 0.88 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} =$ 0.00 [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} =$ 1.00 Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} =$ 2561.69 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} =$ 468 [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p =$ 1.06 Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho =$ 0.76 Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} =$ 1956.19 [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} =$ 1061.03 [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1061.03 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	leff,cp	leff,nc	leff,1	leff,2	leff,cp,g	leff,nc,g	leff,1,g	leff,2,g
1	35	-	55	-	140	222	218	218	218	251	183	183	183
2	35	-	55	-	125	222	210	210	210	250	125	125	125
3	35	-	55	-	110	222	210	210	210	220	110	110	110
4	35	-	55	-	110	222	210	210	210	220	110	110	110
5	35	-	55	-	110	222	210	210	210	220	110	110	110
6	35	-	55	-	110	222	210	210	210	220	110	110	110
7	35	-	55	-	110	222	210	210	210	221	160	160	160

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

leff,cp – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

leff,nc – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

leff,1 – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

leff,2 – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

leff,cp,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

leff,nc,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

leff,1,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

leff,2,g – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2, F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 2122.05 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.04 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 211.68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 330.24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} [\text{Tableau 3.4}]$$

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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	364.04	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(1)} = 364.04	364.04	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 569.53	569.53	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 660.49	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
F _{c,fb,Rd} = 1181.48	1181.48	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	288.21	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(2)} = 359.32	359.32	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(2)} = 548.69	548.69	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 660.49	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
F _{c,fb,Rd} - $\sum_{i=1}^1 F_{tj,Rd}$ = 1181.48 - 364.04	817.44	Aile de la poutre - compression

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 652.25 - 364.04$	288.21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 803.85 - 364.04$	439.81	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	300.11	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 359.32$	359.32	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 548.69$	548.69	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1181.48 - 652.25$	529.23	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 609.07 - 288.21$	320.87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 613.00 - 288.21$	324.79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 952.36 - 652.25$	300.11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1090.78 - 652.25$	438.53	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 239.47 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 234.52 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	294.71	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 359.32$	359.32	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 548.69$	548.69	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1181.48 - 886.77$	294.71	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 584.20 - 234.52$	349.67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 573.87 - 234.52$	339.35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 909.18 - 522.73$	386.45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 899.93 - 522.73$	377.20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1252.47 - 886.77$	365.70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1377.72 - 886.77$	490.94	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 184.65 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 180.84 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	113.86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 359.32$	359.32	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 548.69$	548.69	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660.49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1181.48 - 1067.61$	113.86	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 584.20 - 180.84$	403.35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 573.87 - 180.84$	393.03	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 876.30 - 415.37$	460.93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 860.81 - 415.37$	445.44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1208.23 - 703.57$	504.65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1186.87 - 703.57$	483.29	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1552.58 - 1067.61$	484.96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1664.65 - 1067.61$	597.04	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0 . 00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 359.32$	359 . 32	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 548.69$	548 . 69	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660.49$	660 . 49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1181.48 - 1181.48$	0 . 00	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 584.20 - 113.86$	470 . 33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 573.87 - 113.86$	460 . 01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 876.30 - 294.71$	581 . 59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 860.81 - 294.71$	566 . 10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1168.39 - 529.23$	639 . 16	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1147.74 - 529.23$	618 . 51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1500.32 - 817.44$	682 . 88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1473.80 - 817.44$	656 . 36	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1852.69 - 1181.48$	671 . 21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1951.59 - 1181.48$	770 . 11	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	731	364 . 04	-	-	364 . 04	569 . 53	423 . 36	660 . 49
2	591	288 . 21	-	-	359 . 32	548 . 69	423 . 36	660 . 49
3	481	234 . 52	-	-	359 . 32	548 . 69	423 . 36	660 . 49
4	371	180 . 84	-	-	359 . 32	548 . 69	423 . 36	660 . 49
5	261	113 . 86	-	-	359 . 32	548 . 69	423 . 36	660 . 49
6	151	-	-	-	359 . 32	548 . 69	423 . 36	660 . 49
7	41	-	-	-	359 . 32	548 . 69	423 . 36	660 . 49

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 645.55 \text{ [kN*m]}$ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0.61 < 1.00 **vérifié** (0.61)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$\alpha_v = 0.60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0.90$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 163.31 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 211.68 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 292.00 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 261.92 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	423 . 36	-11 . 19	364 . 04	221 . 69	210 . 50	210 . 62
2	423 . 36	-11 . 19	288 . 21	175 . 51	164 . 32	236 . 07
3	423 . 36	-11 . 19	234 . 52	142 . 82	131 . 63	254 . 09
4	423 . 36	-11 . 19	180 . 84	110 . 13	98 . 94	272 . 10
5	423 . 36	-11 . 19	113 . 86	69 . 34	58 . 15	294 . 58
6	423 . 36	-11 . 19	0.00	0.00	-11 . 19	326 . 63
7	423 . 36	-11 . 19	0.00	0.00	-11 . 19	326 . 63

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1920.71 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.00 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 203.09 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 86.79 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 116.30 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 130029.11 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -92.38 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -88.75 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = -0.16 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0.80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 184.75 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.51)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 177.50 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.49)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 92.38 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.35)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Épaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 14 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 20 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 62 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

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	103.64	5420.01
1	731	∞	∞	30	4	32.33	2362.20
2	591	∞	∞	20	4	22.96	1355.78
3	481	∞	∞	18	4	17.75	853.17
4	371	∞	∞	18	4	13.69	507.30
5	261	∞	∞	18	4	9.63	250.82
6	151	∞	∞	18	4	5.56	83.75
7	41	∞	∞	26	4	1.72	6.99

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$Z_{eq} = 523 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$k_{eq} = 20 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 1138202.52 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1.00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 1138202.52 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 74885.44 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 4680.34 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \gg S_{j,rig} \gg S_{j,pin} \quad \text{RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.61

