



جامعة بجاية  
Tasdawit n Bgayet  
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université A. MIRA de Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

# ***MEMOIRE DE FIN DE CYCLE***

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil  
**Option : Structures**

**Thème**

**Etude d'un hangar en charpente métallique  
avec une mezzanine**

**Encadré par :**  
Mr L. RAMDANI

**Présenté par :**  
SADJI YASMINE IMENE  
AMARI THINHINANE

**Membres du jury :**  
Mr Kernou  
Mr Laarabat

2021-2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## Remercîments

*Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail, Nous tenons à remercier notre encadreur Mr Remdani pour son soutien et pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période du travail.*

*Nous remercions les membres de jury d'avoir accepté de consacrer leur temps à la lecture et à la correction de ce travail.*

*Nous ne remercierons jamais assez nos parents et nos familles, qui nous encouragent sans cesse.*

*Ainsi qu'à toutes les personnes qui nous ont porter leurs aides et soutiens, nous leurs adressons toute notre reconnaissance.*



## Dédicace

*A mes très chers parents, que cet humble travail vous soit l'expression de ma profonde reconnaissance pour votre immense soutien qui m'aidait à chaque fois à tenir le coup. Vos prières et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer mon respect, mon amour éternel et que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez jamais cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Je vous dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, vous préserver et vous accorde santé, longue vie et bonheur...*

*A ma très chère sœur Nihad.*

*A mes chers frères Yanis et Khalil.*

*A mes chers cousines et cousins plus précisément Wassila, Hanane et Nour el-houda, Nadjim, Lamine*

*A mes très chères copines Ryma, Soraya, Meriem, Nivine*

*A mes chères collègues de promotion Aymen, racim et à tous mes ami(es) qui m'ont toujours encouragé et à qui je souhaite plus de succès.*

*A ma binôme thinhinane qui était gentille, patiente et très sérieuse dans notre travail.*

*A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.*

**SADJI YASMINE IMENE**



## Dédicace

*A mes très chers parents, que cet humble travail vous soit l'expression de ma profonde reconnaissance pour votre immense soutien qui m'aidait à chaque fois à tenir le coup. Vos prières et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer mon respect, mon amour éternel et que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez jamais cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Je vous dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, vous préserver et vous accorde santé, longue vie et bonheur...*

*A mes très chères sœurs Amal et Yasmine.*

*A mes chers oncles Zahir et Mourad.*

*A mes très chères amies Hanane, Anaïs Lamia Lisa, et Dihia*

*A mes chères amis Imad, Zaki, Bilal et à tous mes ami(e) qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.*

*A ma binôme Imene qui était gentille, patiente et très sérieuse dans notre travail.*

*A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.*

*Amari thinkhinane*

## **Mots-clés :**

### **Les actions :**

G	Charge permanente.
Q	Charge d'exploitation.
W, V	Surcharge climatique du vent.
E	Action sismique.
$q_{u,s}$	Charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.

### **Sollicitations – Contraintes - Déformations :**

$E_a$	Module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).
$\nu$	Coefficient de poisson pour l'acier.
G	module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).
$F_p$	effort de précontrainte dans un boulon (kN).
$M_{sd}$	moment sollicitant maximum (kN.m).
$M_{rd}$	moment résistant (kN.m).
$M_{st}$	moment stabilisateur.
$M_{cr}$	moment critique élastique de déversement.
$N_{sd}$	effort normal due aux charges verticales (kN).
$N_u$	effort normal pondéré (kN).
$N_{rd}$	effort normal résistant (KN).
$N_{pl}$	effort normal de plastification (kN).
$V_{sd}$	effort tranchant sollicitant (kN).
$V_{pl}$	effort tranchant de plastification (kN).
$f$	flèche d'une poutre (mm).

$f_{adm}$	flèche admissible (mm).
$f_y$	Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).
$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).
$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).
$\varepsilon$	allongement relatif (déformation %).
$\varepsilon_y$	déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).
$f_{yb}$	résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).
$\sigma$	contrainte normale (MPa).
$\tau$	contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

### **Caractéristiques géométriques :**

$A$	section brute d'une pièce (cm <sup>2</sup> ).
$A_{net}$	section nette d'une pièce (cm <sup>2</sup> ).
$A_v$	aire de cisaillement (cm <sup>2</sup> ).
$I_y$	moment d'inertie de flexion maximal (cm <sup>4</sup> ).
$A$	épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).
$B$	largeur d'une semelle d'une poutre (mm).
$b_{eff}$	largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).
$H$	hauteur d'une pièce en générale (mm).
$h_p$	hauteur de la tôle profilée (mm).
$h_c$	épaisseur de la dalle en béton armé (cm).
$A_s$	section d'armature de béton (cm <sup>2</sup> ).
$L$	longueur, ou portée d'une poutre (m).
$L_{cr}$	longueur critique (m).
$T$	épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).
$t_f$	épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

$t_w$	épaisseur d'une âme de poutre (mm).
$I$	rayon de giration d'une section (mm).
$L_f$	longueur de flambement (mm).
$v_s$	distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section (mm).
$v_i$	distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

### **Coefficients et grandeurs sans dimensions :**

$N$	nombre de connecteur réparti sur une longueur critique.
$P$	nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
$N$	coefficient d'équivalence acier-béton.
$K$	coefficient de flambement.
$K_y, K_z$	coefficient de flambement-flexion
$\beta_w$	facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
$\Lambda$	élancement de l'élément.
$K_\lambda$	élancement eulérien.
$\Lambda$	élancement réduit.
$\lambda_{LT}$	élancement de déversement.
$\mu$	coefficient de frottement entre deux pièces en contact.
$X$	coefficient de réduction de flambement.
$L_{Tx}$	coefficient de réduction de déversement.
$\Gamma$	coefficient partiel de sécurité.
Indice (sd)	sollicitation de calcul.
Indice (Rd)	résistance de calcul.



# TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITE1</b>	<b>PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESE DE CALCUL..... 10</b>
1.1	INTRODUCTION ..... 10
1.2	DIMENSION DU HANGAR ..... 10
1.3	CONCEPTION DE L'OUVRAGE ..... 10
1.3.1	<i>Poteaux</i> ..... 10
1.3.2	<i>Poutres et traverses</i> ..... 11
1.3.3	<i>Contreventement</i> ..... 13
1.3.4	<i>Les pannes</i> ..... 14
1.3.5	<i>Les lisses de bardages</i> ..... 15
1.3.6	<i>L'échantignole</i> ..... 16
1.3.7	<i>Les liernes</i> ..... 16
1.3.8	<i>Les potelets</i> ..... 16
1.3.9	<i>Escalier</i> ..... 17
1.3.10	<i>Plancher</i> : ..... 18
1.3.11	<i>Assemblages</i> ..... 18
1.3.11.1	Assemblage boulonné ..... 18
1.3.11.2	Assemblage soudé..... 19
1.4	MATERIAUX UTILISES..... 19
1.4.1	<i>Acier utilisé pour la structure</i> ..... 19
1.4.2	<i>Panneaux utilisés pour les couvertures et les bardages</i> : ..... 21
1.4.2.1	La couverture : ..... 21
1.4.2.2	Le bardage : ..... 22
1.4.3	<i>Acier utilisé pour l'infrastructure</i> : ..... 22
1.4.4	<i>Béton utilisé pour l'infrastructure</i> ..... 22
1.5	ETUDE DE SOL : ..... 23
1.6	REGLEMENTS UTILISES ..... 23
1.7	DEFINITION D'ETATS LIMITE DE CALCUL ..... 23
1.7.1	<i>Les actions à prendre en compte dans les calculs</i> ..... 24
1.7.1.1	Actions Permanentes $G_1$ : ..... 24
1.7.1.2	Actions d'exploitations $Q_1$ ..... 24
1.7.1.3	Actions climatiques ..... 24
1.7.1.4	Actions accidentelles $E_i$ ..... 24
1.7.2	<i>Les situations de projet</i> ..... 24
1.7.2.1	Situation durable..... 24
1.7.2.2	Situation accidentelle : (en cas de séisme)..... 24
1.7.3	<i>Les Combinaisons d'actions</i> ..... 25
1.7.3.1	Situation durable..... 25
1.7.3.2	Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » ..... 25
1.8	LIMITES DES FLECHES ET DES DEPLACEMENTS ..... 26
<b>CHAPITRE 2</b>	<b>EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES ..... 27</b>
2.1	INTRODUCTION ..... 27
2.2	LES CHARGES PERMANENTES (G) ..... 27
2.2.1	<i>Panneaux sandwich de la couverture</i> ..... 27
2.2.2	<i>Panneau sandwich de bardage</i> ..... 28
2.2.3	<i>Plancher</i> ..... 28
2.2.4	<i>Escalier</i> ..... 28
2.3	CHARGES D'EXPLOITATION (Q) ..... 28
2.4	CHARGES SISMIQUES ..... 30
2.4.1	<i>Méthodes de calcul utilisables</i> ..... 30

2.4.1.1	Principe de la méthode spectrale.....	30
2.4.1.2	Détermination des paramètres du spectre de réponse .....	31
2.5	CHARGES CLIMATIQUES.....	33
2.5.1	<i>Effet de la variation de la température</i> .....	33
2.5.2	<i>Etude de l'action de la neige</i> .....	34
2.5.2.1	Calcul des charges de neige :.....	34
2.5.3	<i>Action du vent</i> .....	36
2.5.3.1	Direction du vent :.....	36
2.5.3.2	Détermination des différents paramètres et les coefficients de calcul.....	37
2.5.3.3	Détermination de la pression dynamique de pointe.....	40
2.5.3.4	Détermination de la pression aérodynamique pour .....	41
<b>CHAPITRE 3</b>		
<b>ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES .....</b>		<b>56</b>
3.1	INTRODUCTION .....	56
3.2	ETUDE DES PANNES.....	56
3.2.1	<i>Les données</i> :.....	56
3.2.2	<i>Principe de dimensionnement</i> :.....	57
3.2.3	<i>Evaluation des charges et surcharges</i> .....	58
3.2.4	<i>Les combinaisons d'actions</i> :.....	59
3.2.4.1	L'état limite ultime (ELU) :.....	59
3.2.4.2	L'état limite de servies (ELS) :.....	60
3.2.5	<i>Prédimensionnement</i> :.....	60
3.2.5.1	Condition de la flèche : .....	61
3.2.5.2	Vérification des contraintes .....	61
•	<i>Vérification du déversement</i> :.....	63
3.3	LES LIERNES.....	65
	Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité.....	66
3.4	CALCUL DE L'ECHANTIGNOLE : .....	67
3.4.1	<i>L'excentrement (t)</i> :.....	67
3.4.2	<i>Combinaison d'action</i> :.....	68
3.4.3	<i>Calcul des réactions</i> :.....	68
3.4.4	<i>Calcul du moment de renversement</i> :.....	69
3.4.5	<i>Calcul de l'épaisseur</i> :.....	69
3.5	LES LISSES DE BARDAGE : .....	70
3.5.1	<i>Les combinaisons de charge à L'ELU et L'ELS</i> :.....	70
3.5.2	<i>Pré dimensionnement des lisses</i> :.....	70
3.5.3	<i>Calcul des liernes</i> .....	73
3.6	LES POTELETS.....	74
3.6.1	<i>Evaluation des charges et surcharges</i> :.....	75
3.6.2	<i>Dimensionnement du potelet</i> :.....	75
3.6.3	<i>Vérification de la stabilité de potelet</i> .....	76
3.7	LES ESCALIERS .....	79
3.7.1	<i>Choix des dimensions</i> .....	81
3.7.2	<i>Dimensionnement des éléments de l'escalier</i> .....	81
3.7.2.1	Dimensionnement de la Cornière .....	81
3.7.3	<i>Pré dimensionnement du limon</i> .....	83
3.8	DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER .....	85
3.8.1	<i>Méthode de construction (Réalisation)</i> :.....	86
3.8.2	<i>Dimensionnement de la planche en bois</i> .....	86
3.8.3	<i>Vérification des solives</i> .....	88
3.8.3.1	Phase de réalisation : .....	88
3.8.3.2	Phase finale : .....	89
3.8.4	<i>Calcul de la poutre maîtresse</i> .....	90
3.8.4.1	Dimensionnement de la poutre maîtresse.....	91
3.8.4.2	Résistance de la section au cisaillement : .....	91
3.8.4.3	Vérification de la résistance .....	91
<b>CHAPITRE 4</b>		
<b>MODELISATION ET ETUDE SISMIQUE .....</b>		<b>92</b>
4.1	INTRODUCTION .....	92

4.2	MODELISATION 3D DE LA STRUCTURE.....	92
4.3	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX .....	93
4.3.1	<i>Pré dimensionnement des poteaux</i> .....	95
4.4	VERIFICATION PAR RAPPORT AUX EXIGENCES DE RPA99/2003 .....	97
4.4.1	<i>Période de vibrations</i> .....	97
4.4.2	<i>Déformation de la structure</i> .....	97
4.5	VERIFICATION DE L'EFFORT SISMIQUE A LA BASE.....	100
	<i>Calcul du Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :</i> .....	100
	<i>Poids total de la structure « W »</i> .....	101
4.5.1	<i>Résultats de force sismique</i> .....	102
<b>CHAPITRE 5 VERIFICATION DES ELEMENTS PRINCIPAUX.....</b>		<b>103</b>
5.1	INTRODUCTION .....	103
5.2	VERIFICATION DES DIAGONALES DE LA POUTRE AU VENT .....	103
5.2.1	<b><i>Vérification à la traction</i></b> .....	<b>104</b>
5.2.1	<i>Vérification avec logiciel robot</i> .....	105
5.3	VERIFICATION DES DIAGONALES DE LA PALEE DE STABILITE.....	107
5.3.1	<b><i>Vérification à la traction</i></b> .....	<b>107</b>
5.3.2	<b><i>Vérification avec logiciel robot</i></b> .....	<b>108</b>
5.4	VERIFICATION DES TRAVERSES .....	110
5.4.1	<i>Détermination de la classe de la section transversale :</i> .....	110
5.4.2	<i>Vérification de la résistance de la section transversale :</i> .....	111
5.4.3	<i>Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité :</i> .....	111
5.4.4	<i>Vérification avec logiciel robot</i> .....	113
5.5	VERIFICATION DES POTEAUX .....	115
<b>CHAPITRE 6 ETUDE DES ASSEMBLAGES.....</b>		<b>118</b>
6.1	INTRODUCTION .....	118
6.2	TYPES ET FONCTIONNEMENT D'UN ASSEMBLAGE .....	119
6.3	PRECAUTION CONSTRUCTIVE : .....	120
6.4	CALCUL DES ASSEMBLAGES .....	120
6.4.1	<i>Assemblage du Contreventement vertical</i> .....	120
6.4.1.1	<i>Assemblage de la diagonale sur le gousset</i> .....	120
6.4.2	<i>Assemblage traverse – traverse</i> .....	123
	<b><i>Composant le plus FAIBLE :</i></b> .....	<b>133</b>
6.4.3	<i>Assemblage poteau-traverse</i> .....	134
<b>GENERAL</b>	.....	<b>135</b>
	<b><i>Composant le plus FAIBLE :</i></b> .....	<b>149</b>
6.4.4	<i>Assemblage pied de poteaux</i> .....	149
	<b><i>Composant le plus faible :</i></b> .....	<b>156</b>
<b>CHAPITRE 7 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....</b>		<b>157</b>
7.1	INTRODUCTION .....	157
7.2	CHOIX DU TYPE DE FONDATION :.....	157
7.3	CHOIX DE TYPE DES SEMELLES.....	158
7.3.1	<i>Dimensionnement de la Semelle :</i> .....	159
7.3.2	<i>Calcul du ferrailage</i> .....	160
7.4	CALCUL DES LONGRINES .....	161
7.4.1	<i>Calcul du ferrailage</i> .....	162
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>		<b>165</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>		<b>166</b>

# LISTE DES FIGURES

FIGURE 1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE .....	10
FIGURE 2. VUE EN 3D DU HANGAR.....	10
FIGURE 3. DIFFERENTS TYPES DE POTEAUX.....	11
FIGURE 4. DIFFERENTS TYPES DE POUTRES METALLIQUES.....	12
FIGURE 5. DIAGONALE SUR LA MEME TRAVEE ET DIAGONALE SUR DEUX TRAVEES.....	13
FIGURE 6. CONTREVENTEMENT EN V.....	14
FIGURE 7. CONTREVENTEMENT EN K.....	14
FIGURE 8. DISPOSITION DE LA PANNE SUR LA TOITURE.....	15
FIGURE 9. SCHEMA DES LISSES DE BARDAGES .....	15
FIGURE 10. EXEMPLE D'ECHANTIGNOLE .....	16
FIGURE 11. COUPE TRANSVERSALE DES LIERNES.....	16
FIGURE 12. SCHEMA POTELETS.....	17
FIGURE 13. EXEMPLE D'ESCALIER EN CHARPENTE METALLIQUE .....	17
FIGURE 14. SCHEMA DES COMPOSANTS DU PLANCHER ACIER-BOIS .....	18
FIGURE 15. TYPE DE PROFILS LAMINES .....	20
FIGURE 16. DIAGRAMME EFFORT-DEFORMATION D'ACIER .....	21
FIGURE 17. PANNEAU SANDWICH DE LA TOITURE TYPE TL75 .....	21
FIGURE 18. PANNEAU SANDWICH DE LA PAROIS VERTICALES .....	22
FIGURE 19. CARACTERISTIQUE DU PANNEAU SANDWICH .....	27
FIGURE 20. SCHEMA STATIQUE DES SURCHARGES D'ENTRETIENS .....	29
FIGURE 21. DIAGRAMME DE SPECTRE DE REPONSE SELON X-X.....	33
FIGURE 22. DIAGRAMME DE SPECTRE DE REPONSE SELON Y-Y.....	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
FIGURE 23. REPRESENTATION DES CHARGES STATIQUE DE NEIGE SUR LA TOITURE ET SUR LE SOL.....	34
FIGURE 24. CHARGE DE LA NEIGE SUR LE SOL DANS CHAQUE ZONE.....	35
FIGURE 25. COEFFICIENTS DE FORMES – TOITURE A VERSANTS MULTIPLES (RNV2013-FIG9-6.2.3.2).....	35
FIGURE 26. ACTION DE LA NEIGE SUR LA TOITURE .....	36
FIGURE 27. LES DEUX DIRECTIONS DU VENT .....	37
FIGURE 28. PARAMETRES POUR LA DETERMINATION DU $C_t(z)$ (RNV 2013 CHP2 FIG2.3) .....	38
FIGURE 29. HAUTEUR DE REFERENCE $Z_e$ ET LE PROFIL CORRESPONDANT DE LA PRESSION DYNAMIQUE .....	40
FIGURE 30. REPARTITION DES SURFACES DU VENT SUR PIGNON.....	42
FIGURE 31. LEGENDE POUR LES PAROIS VERTICALES.....	43
FIGURE 32. REPARTITION DU COEFFICIENT DE PRESSION EXTERIEUR SUR LA TOITURE ( $V_1$ ).....	43
FIGURE 33. COEFFICIENT DE PRESSION INTERIEURE $C_{pi}$ (FIGURE 5.14 DU RNV 2013).....	45
FIGURE 34. REPARTITION DES SURFACES DU VENT SUR LE LONG-PAN .....	49
FIGURE 35. LEGENDE POUR LES PAROIS VERTICALES.....	50
FIGURE 36 . LEGENDE POUR LA TOITURE A VERSANT MULTIPLES .....	50
FIGURE 37. LA REPARTITION DES ZONES SUR LE LONG PAN $V_2$ .....	51
FIGURE 38. COEFFICIENTS DE PRESSION INTERIEURE $C_{pi}$ DES BATIMENTS SANS FACE DOMINANTE .....	52
FIGURE 39. ORIENTATION DES CHARGES SUR LES PANNES .....	57
FIGURE 40. SCHEMA STATIQUE DES PANNES SUIVANT LES AXES Y ET Z.....	57
FIGURE 41. MOMENT DU A LA CHARGE D'ENTRETIEN.....	58
FIGURE42. SCHEMA STATIQUE DES CHARGES PERMANENTES SUR LES PANNES .....	58
FIGURE 43. SCHEMA STATIQUE DES SURCHARGES DU VENT SUR LES PANNES .....	59
FIGURE 44. SCHEMA STATIQUE DE LA PANNE SUIVANT AXE Z ET Y .....	60
FIGURE 45. LA REPARTITION DES CHARGES SUR LES PANNES SUIVANT AXE Z ET Y .....	62
FIGURE 46. PANNE DE TOITURE EN CISAILLEMENT SOUS LES DIFFERENTS PLANS DE CHARGEMENT .....	63
FIGURE 47. COUPE TRANSVERSALE DES LIERNES.....	66
FIGURE 48. SCHEMA STATIQUE DES LIERNES .....	66
FIGURE 49. SCHEME STATIQUE DES LIERNES SUR LES PANNES .....	66
FIGURE 50. DISPOSITION DE L'ECHANTIGNOLE.....	67
FIGURE 51. SCHEMA STATIQUE DE L'ECHANTIGNOLE.....	68

<b>FIGURE 52.</b> SCHEMA STATIQUE DES CHARGES APPLIQUEES .....	68
<b>FIGURE 53.</b> DISPOSITION DES LISSES DE BARDAGE EN LONG PAN.....	70
<b>FIGURE 54.</b> SCHEMA STATIQUE DE LA LISSE DE BARDAGE EN LONG PAN .....	71
<b>FIGURE 55.</b> SCHEMA DES LIERNES SUR LES LISSES DE BARDAGES .....	73
<b>FIGURE 56.</b> SCHEMA DES POTELETS .....	75
<b>FIGURE 57.</b> SCHEMA D'ESCALIER SUR AUTO-CAD .....	80
<b>FIGURE 58.</b> SCHEMA STATIQUE D'ESCALIERS .....	81
<b>FIGURE 59.</b> COUPE TRANSVERSAL DE L'ESCALIER .....	82
<b>FIGURE 60.</b> SCHEMA STATIQUE DE LA CORNIERE .....	82
<b>FIGURE 61.</b> SCHEMA STATIQUE DE LIMON .....	83
<b>FIGURE 62.</b> SCHEMA DES COMPOSANTS DU PLANCHER.....	85
<b>FIGURE 63.</b> SCHEMA DE LA DISPOSITION DES SOLIVES.....	86
<b>FIGURE 64.</b> SCHEMAS DES DISTANCES ENTRE CHAQUE SOLIVE SUR ROBOT .....	86
<b>FIGURE 65.</b> SCHEMA STATIQUE DE LA SOLIVE .....	89
<b>FIGURE 66.</b> SCHEMA STATIQUE SOMMIER SOUS CHARGE REPARTIE .....	90
<b>FIGURE 67.</b> VUE EN 3D DE LA STRUCTURE .....	93
<b>FIGURE 68.</b> BOITE DE DIALOGUE DEFINITION .....	93
<b>FIGURE 69.</b> BOITE DE DIALOGUE SELECTION DES PIECES .....	94
<b>FIGURE 70.</b> BOITE DE DIALOGUE SELECTION .....	95
<b>FIGURE 71.</b> BOITE DE DIALOGUE CALCULS.....	95
<b>FIGURE 72.</b> PRE DIMENSIONNEMENT DU POTEAU AVEC ROBOT .....	96
<b>FIGURE 73.</b> RESULTATS DE MODE PROPRE .....	97
<b>FIGURE 74.</b> MODE DE DEFORMATION (1) .....	98
<b>FIGURE 75.</b> DEFORMATION MODE 2 .....	99
<b>FIGURE 76.</b> DEFORMATION MODE 2 .....	100
<b>FIGURE 77.</b> LA DIAGONALE DE LA POUTRE AU VENT LA PLUS SOLLICITE .....	104
<b>FIGURE 78.</b> VERIFICATION DE (CAE100X10) AVEC LOGICIEL ROBOT .....	104
<b>FIGURE 79.</b> VERIFICATION DE CONTREVENTEMENT HORIZONTALE AVEC LOGICIEL ROBOT .....	105
<b>FIGURE 80.</b> LA DIAGONALE DE LA PALEE DE STABILITE LA PLUS SOLLICITE .....	107
<b>FIGURE 81.</b> VERIFICATION DE (2CAE × 120 × 120) AVEC LOGICIEL ROBOT .....	107
<b>FIGURE 82.</b> VERIFICATIONS DES CONTREVENTEMENTS VERTICAL AVEC LOGICIEL ROBOT .....	108
<b>FIGURE 83.</b> LA TRAVERSE LA PLUS SOLLICITEE .....	110
<b>FIGURE 84.</b> VERIFICATION DE (IPE400) AVEC LOGICIEL ROBOT .....	113
<b>FIGURE 85.</b> VERIFICATION DES TRAVERSES.....	113
<b>FIGURE 86.</b> VERIFICATION DES POTEAUX .....	115
<b>FIGURE 87.</b> REPRESENTATION DE L'ASSEMBLAGE DE LA PALEE DE STABILITE .....	121
<b>FIGURE 88.</b> VUE DE L'ASSEMBLAGE DE LA PALEE DE STABILITE.....	123
<b>FIGURE 89.</b> ASSEMBLAGE TRAVERSE-TRAVERSE.....	124
<b>FIGURE 90.</b> ASSEMBLAGE TRAVERSE-TRAVERSE VUE 3D .....	124
<b>FIGURE 91.</b> ASSEMBLAGE POUTRE-POTEAUX.....	134
<b>FIGURE 92.</b> ASSEMBLAGE POUTRE-POTEAUX VUE 3D .....	135
<b>FIGURE 93.</b> ASSEMBLAGE PIED DE POTEAUX.....	150
<b>FIGURE 94.</b> FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES.....	161
<b>FIGURE 95.</b> COUPE TRANSVERSALE DES SEMELLES ISOLEES. ....	162
<b>FIGURE 96.</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DES LONGRINES .....	163

# TABLE DES TABLEAUX

<b>TABLEAU 1.</b> LES VALEURS NOMINALES DES RESISTANCES. ....	18
<b>TABLEAU 2.</b> LES VALEURS LIMITEES RECOMMANDEES DES FLECHES .....	26
<b>TABLEAU 3.</b> CHARGE PERMANENTE SUR LE PLANCHER .....	28
<b>TABLEAU 4.</b> LES DIFFERENTES CHARGES PERMANENTES .....	28
<b>TABLEAU 5.</b> LES CHARGES D'EXPLOITATIONS.....	29
<b>TABLEAU 6.</b> LES PENALITES PENALITE A RETENIR SELON QUE LE CRITERE DE QUALITE Q .....	32
<b>TABLEAU 7.</b> LA VARIATION DE TEMPERATURE. ....	34
<b>TABLEAU 8.</b> LES VALEURS DE DE COEFFICIENT D'EXPOSITION .....	40
<b>TABLEAU 9.</b> VALEUR DE LA PRESSION DYNAMIQUE .....	41
<b>TABLEAU 10.</b> VALEURS DES SURFACES DE CHAQUE ZONE .....	42
<b>TABLEAU 11.</b> LES COEFFICIENTS DE CPE ET LES SURFACES A CHAQUE ZONE DES PAROIS VERTICALE.....	42
<b>TABLEAU 12.</b> LES SURFACES DES ZONES CHARGEES POUR LA TOITURE (S EN M <sup>2</sup> ).....	44
<b>TABLEAU 13.</b> LES VALEURS DE CPE DE CHAQUE ZONE DE TOITURE, CAS DE VENT DANS LE SENS V1.....	44
<b>TABLEAU 14.</b> DEPRESSION INTERIEURE SUR LES PAROIS VERTICALES (CPI=0.8) - DIRECTION V1 DU VENT (PIGNON).....	46
<b>TABLEAU 15.</b> DEPRESSIONS INTERIEURES SUR LES PAROIS VERTICALES (CPI=-0.3) - DIRECTION V1 DU VENT (PIGNON).....	46
<b>TABLEAU 16.</b> SURPRESSIONS INTERIEURES SUR LES PAROIS VERTICALES (CPI=0.15) - DIRECTION V1 DU VENT (PIGNON). ...	47
<b>TABLEAU 17.</b> DEPRESSIONS SUR LA TOITURE (CPI=0.8) - DIRECTION V1 DU VENT (PIGNON).....	47
<b>TABLEAU 18.</b> DEPRESSIONS SUR LA TOITURE (CPI=-0.3) - DIRECTION V1 DU VENT (PIGNON).....	47
<b>TABLEAU 19.</b> SURPRESSIONS SUR LA TOITURE (CPI=0.15) - DIRECTION V1 DU VENT (PIGNON).....	48
<b>TABLEAU 20.</b> LES VALEURS MAXIMALES DES PRESSIONS DANS LE SENS V1 .....	48
<b>TABLEAU 21.</b> VALEUR DE Cpe SELON CHAQUE ZONE .....	49
<b>TABLEAU 22.</b> DIMENSION DE CHAQUE ZONE .....	51
<b>TABLEAU 23.</b> LES VALEURS DE Cpe DE CHAQUE ZONE .....	51
<b>TABLEAU 24.</b> DEPRESSION INTERIEURE SUR LES PAROIS VERTICALES (CPI=-0.3) - DIRECTION V2 .....	53
<b>TABLEAU 25.</b> SURPRESSION INTERIEURE SUR LES PAROIS VERTICALES (CPI=0.8) - DIRECTION V2.....	53
<b>TABLEAU 26.</b> SURPRESSION INTERIEURE SUR LES PAROIS VERTICALES (CPI=0.15) - DIRECTION V2.....	53
<b>TABLEAU 27.</b> PRESSIONS INTERIEURES SUR LA TOITURE (CPI = -0.3).....	54
<b>TABLEAU 28.</b> PRESSIONS INTERIEURES SUR LA TOITURE (CPI = 0.8).....	54
<b>TABLEAU 29.</b> LE VENT PERPENDICULAIRE AU LONG-PAN DANS LE SENS V2 .....	55
<b>TABLEAU 30.</b> TABLEAU REPRESENTATIF DES FORCES SELON LES 2 DIRECTIONS .....	59
<b>TABLEAU 31.</b> CARACTERISTIQUE DE L'IPE 180 .....	61
<b>TABLEAU 32.</b> LES PARAMETRES POUR LE CALCUL DU COEFFICIENT DE REDUCTION .....	65
<b>TABLEAU 33.</b> LES PARAMETRES POUR LE CALCUL DU COEFFICIENT DE REDUCTION(L=3M) .....	65
<b>TABLEAU 34.</b> CARACTERISTIQUES DE L'UAP175 .....	71
<b>TABLEAU 35.</b> CARACTERISTIQUE DU PROFILE.....	76
<b>TABLEAU 36.</b> COURBE DE FLAMBEMENT EN FONCTION DE FACTEUR D'AMPLIFICATION.....	78
<b>TABLEAU 37.</b> RECAPITULATIFS DES SECTIONS ADOPTÉES APRES LE PRE DIMENSIONNEMENT .....	96
<b>TABLEAU 38.</b> VERIFICATION D'EFFORT TRANCHANT .....	102
<b>TABLEAU 39.</b> CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES BOULONS SELON LEUR CLASSE D'ACIER.....	119
<b>TABLEAU 40.</b> EPAISSEUR DU GOUSSET EN FONCTION DE L'EFFORT APPLIQUE.....	120
<b>TABLEAU 41.</b> LES EFFORTS SOUS CHAQUE ACTION .....	158
<b>TABLEAU 42.</b> TABLEAU DES SECTIONS SOUS LES DIFFERENTES COMBINAISONS.....	160

# INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil représente toutes les technologies liées à la construction civil. Conception, construction, exploitation et restauration d'ouvrages réalisés par un ingénieur civil et conforme aux normes de protection de la population et environnement.

L'utilisation des métaux a commencé dans la construction et le génie civil Au XIXe siècle, la sidérurgie se développe en fournissant des produits Construction (laminée ou moulée) adaptée à la construction à ossature métallique - armature en métal. La portée des éléments de châssis peut aller jusqu'à plusieurs dizaines de mètres. C'est Cas de certains bâtiments tertiaires (halles, hypermarchés, gymnases, salles polyvalentes, etc.

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil « structures » à l'Université de BEJAIA nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études, le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien. Il s'agit d'un hangar en charpente métallique à usage bureaux à El-Kantara Wilaya de Biskra.

Notre travail est présenté sous formes de 8 chapitres qui sont les suivants :

**Chapitre 1** : Présentation de l'ouvrage

**Chapitre 2** : Evaluation des charges et surcharges.

**Chapitre 3** : Etude des éléments secondaires.

**Chapitre 4** : modélisation et étude sismique.

**Chapitre 5** : vérification des éléments de la structure.

**Chapitre 6** : calcul des assemblages.

**Chapitre 7** : calcul des fondations.



# CHAPITE1

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESE DE CALCUL

### 1.1 Introduction

Notre projet consiste à l'étude et le dimensionnement d'un hangar en charpente métallique à quatre versants à usage bureaux avec une mezzanine en plancher mixte qui sera implanté à al-Kantara wilaya de Biskra classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99-version 2003) comme zone de faible sismicité ZONE I, Zone C pour la neige, (Annexe1 RNVA99) et Zone III pour le vent (Tab A.2RNVA99).



**Figure 1.** Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

## 1.2 Dimension du hangar

- Longueur de l'ouvrage (long-pan)  $L = 36\text{m}$  (6 travées de 6m).
- Largeur de l'ouvrage (pignon)  $b = 30\text{m}$ .
- Hauteur de l'ouvrage  $H = 6.77\text{m}$  (au sommet de faîtage).
- Hauteur des poteaux  $h = 5.65\text{m}$ .
- Pente des versants  $\alpha = 8.5^\circ$ .
- Les ouvertures :
  - Sur une façade de pignon, on a 2 portails ( $5 \times 3.5$ )  $\text{m}^2$
  - Sur les deux façades de long-pan, on a 8 fenêtres ( $1.2 \times 1.5$ )  $\text{m}^2$  et 6 Impostes ( $3 \times 0.80$ )  $\text{m}^2$ .

La figure suivante montre une vue 3D de notre structure, les plans d'architecture sont présentés dans l'annexe 5 :

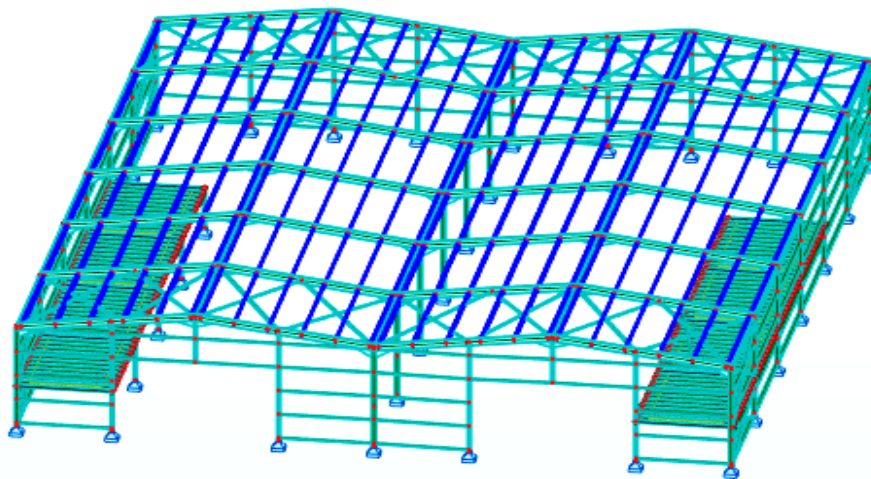


Figure 2. Vue en 3D du Hangar

## 1.3 Conception de l'ouvrage

### 1.3.1 Poteaux

Dans les ossatures métalliques, les poteaux sont constitués de profilés en H, quelquefois de forte épaisseur, ou de poteaux mixtes. En cas d'effort de compression important, on utilise également les profils pleins forgés.

- **Profils métalliques :**

Les profils laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteaux de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans deux directions perpendiculaires, toutes les parties de la section étant accessibles pour le boulonnage.

- **Profils forgés :**

Les poteaux en acier forgés, de section pleine permettent de reprendre de très grands efforts sur une section dont les dimensions extérieures sont plus faibles que pour tout autre profilé métallique. Ils sont utilisés par exemple pour la réalisation des étages inférieurs de grands bâtiments.

- **Poteaux mixtes :**

Poteaux mixtes acier-béton constituent une alternative intéressante aux poteaux en acier ou en béton armé. Ils sont surtout appréciés pour leurs caractéristiques mécaniques élevées (résistance à la compression et à la flexion, rigidité sous l'effet du vent, ductilité en cas de séisme) et leur bonne résistance au feu. Les sections utilisées sont multiples et permettent au concepteur de varier à loisir les formes les dispositions respectives des deux matériaux acier et béton et l'aspect extérieur.

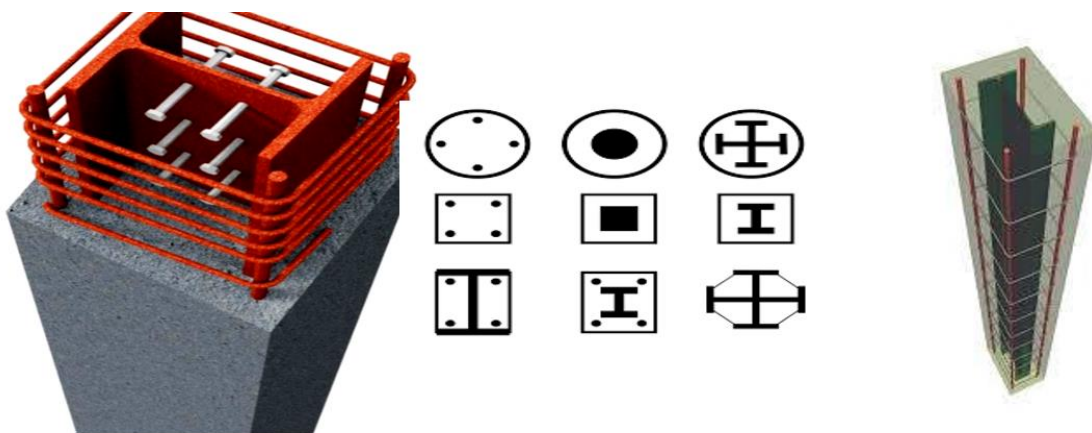
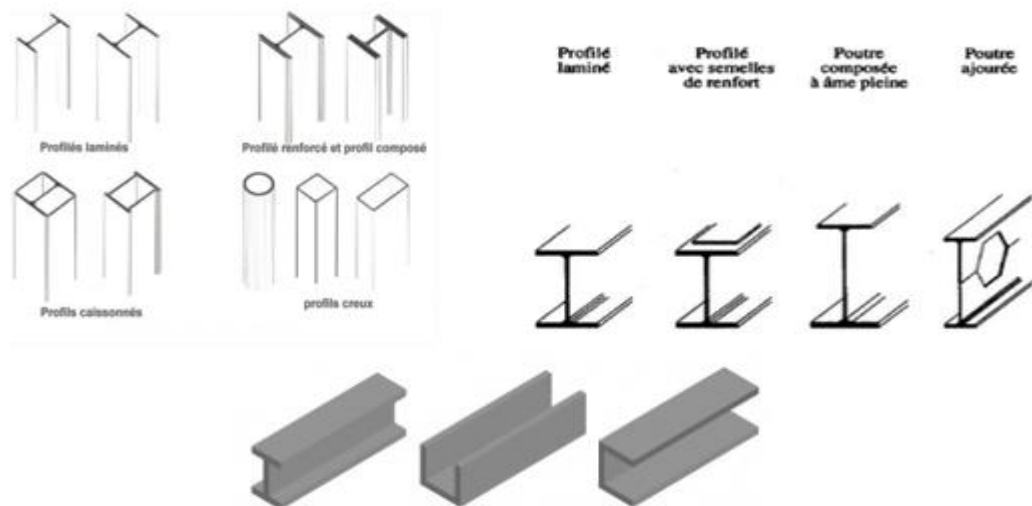


Figure 3. Différents types de poteaux

### 1.3.2 Poutres et traverses

Les poutres supportent les éléments de plancher et transmettent les charges verticales aux poteaux. La gamme des profils disponibles est large :

- Les profils **IPE** sont les plus utilisés pour les planchers des bâtiments à étage. Particulièrement conçue pour la flexion simple selon leur axe fort. Ils sont très économiques (en raison de leur rapport poids-résistance favorable) et l'épaisseur constante de leurs ailes facilite les assemblages.
- Les série **HEA HEB** et **HEM** sont avant tout utilisées pour la reprise d'efforts importants.
- Les profils en **U** sont surtout utilisés comme poutre de rive de plancher. Ils peuvent également être jumèles et utilisés comme poutre moisées de plancher.
- Les poutres composées à **âme pleine** sont quelquefois utilisées si les profilés laminés ne peuvent s'insérer dans les hauteurs imposées.
- Des poutres composées à **double âme pleine** ne sont envisageable que dans le cas d'éléments fortement sollicités : poutre de reprise sous les bâtiments élèves, poutres supérieures des bâtiments suspendus ...etc.
- Les poutres **ajourées** comportent, dans l'âme, des ouvertures de forme polygonale ou circulaire pour le passage des conduites techniques.



**Figure 4.** Différents types de poutres métalliques

### 1.3.3 Contreventement

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principal rôle d'assurer la stabilité des structures non auto stables vis-à-vis des actions horizontales provoquées par les tremblements de terre, le vent, les chocs.... La plupart des contreventements sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes...) de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds.

Il existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement parmi lesquelles on peut citer :

- **Contreventement en X (croix de Saint André)**

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée. Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.

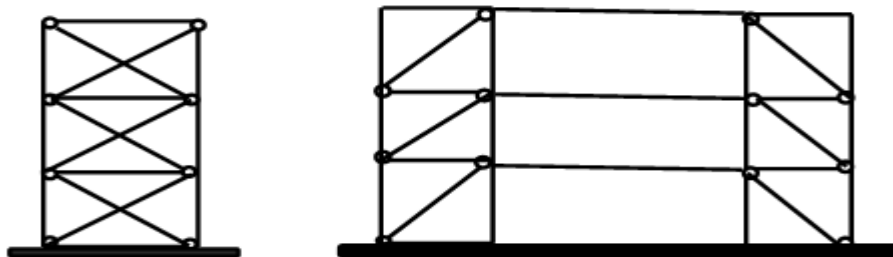


Figure 5. Diagonale sur la même travée et diagonale sur deux travées

- **Contreventement en V :**

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendue et comprimée ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en croix de Saint André. Le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit être continue. La configuration imposée par ce système de triangulation favorise l'apparition rapide de rotules plastiques à des endroits peu souhaités

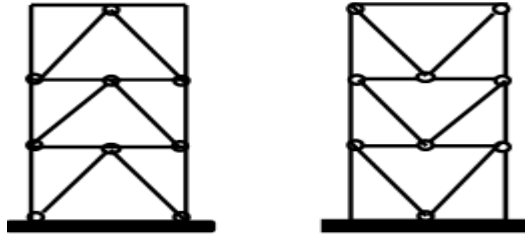


Figure 6. Contreventement en V.

▪ **Contreventement en K :**

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. Un tel système ne peut être considéré comme dissipatif parce qu'il exigerait la contribution d'éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble au mécanisme plastique. Les contreventements en K sont à éviter surtout dans les zones sismiques vu que l'intersection des barres de contreventement se situe au niveau des poteaux et non des poutres provoquant ainsi la création de rotules plastiques dans ce dernier, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure.

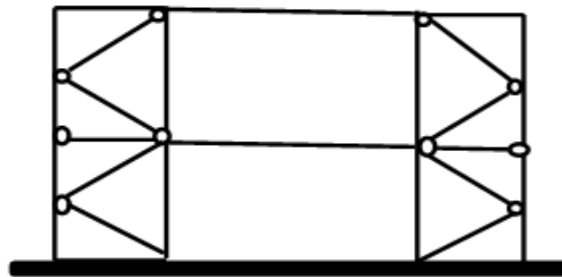


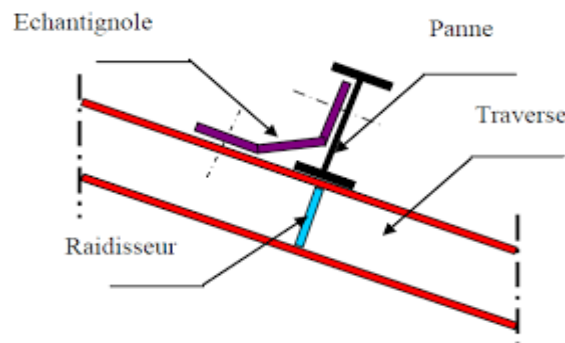
Figure 7. Contreventement en K

Pour assurer la stabilité dans le plan horizontal et globale de la structure nous avons choisi de mettre un contreventement par palée triangulée en croix de saint André suivant les deux directions horizontales. Soit des CAE suivant les deux directions de la structure, dont la disposition considérer la plus symétriquement et économique possible par rapport au centre de gravité des planchers d'une distribution régulière afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

### 1.3.4 Les pannes

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges surcharges S'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles

peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), ( $\Sigma$ ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture.

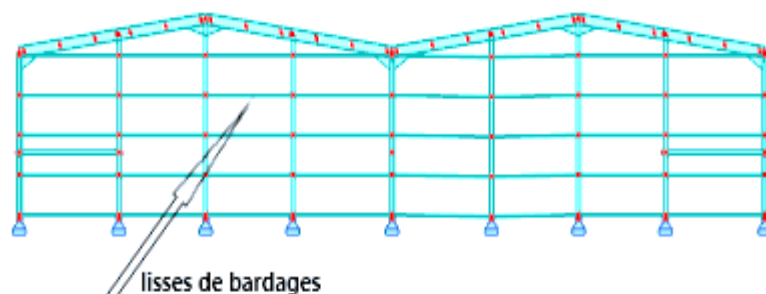


**Figure 8.** Disposition de la panne sur la toiture

### 1.3.5 Les lisses de bardages

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés.

Elles sont disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portique ou par les Potelets intermédiaires, elles sont destinées à prendre la charge due au vent sur le bardage et le Poids propre de panneau ainsi que leurs poids propres. L'entre axe des lisses est déterminé par la Portée admissible donnée par les bacs de bardage.



**Figure 9.** Schéma des lisses de bardages

### 1.3.6 L'échantignole

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses. Elle est réalisée au moyen d'un plat plié ; elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant versant.

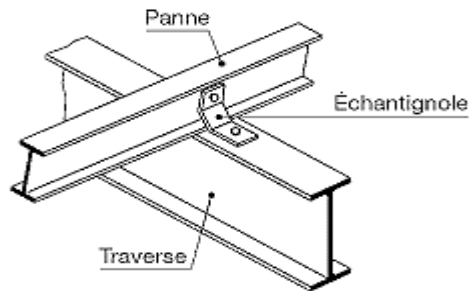


Figure 10. Exemple d'échantignole

### 1.3.7 Les liernes

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



Figure 11. Coupe transversale des liernes

### 1.3.8 Les potelets

Les potelets sont des éléments de l'ossature en I ou H qui sont articulés dans les deux extrémités qui sont destinés à rigidifier le bardage. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature de bardage et la hauteur de la construction, Le potelet travaille :

- A la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et lisse.
- A la compression sous l'effet du poids propres, du poids du bardage et lisse.



Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions  $q_w$  due au vent.
- Flamber lorsqu'il est très élancé.
- Déverser sous les dépressions du au vent.

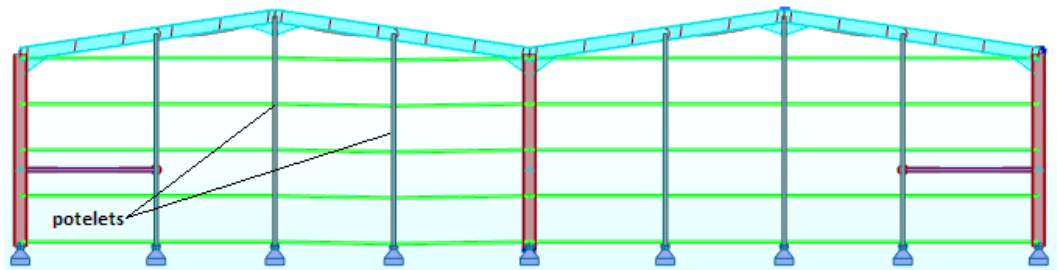


Figure 12. Schéma potelets

**Remarque :** on a opté pour notre structure la conception suivante :

- Poteau HEA
- Traverse IPE
- Contreventement verticale en X avec double cornières
- Contreventement horizontale en X avec simple cornière
- Pannes IPE
- Lisses de bardages UAP
- Potelets IPE

### 1.3.9 Escalier

La structure comporte un type d'escalier avec une seule volée en charpente métallique avec revêtement parquet.



Figure 13. Exemple d'escalier en charpente métallique

### 1.3.10 Plancher :

Pour des raisons économiques, mise en œuvre facile et rapide nous avons choisi de mettre un plancher mixte avec des solives en acier et des planches en bois.

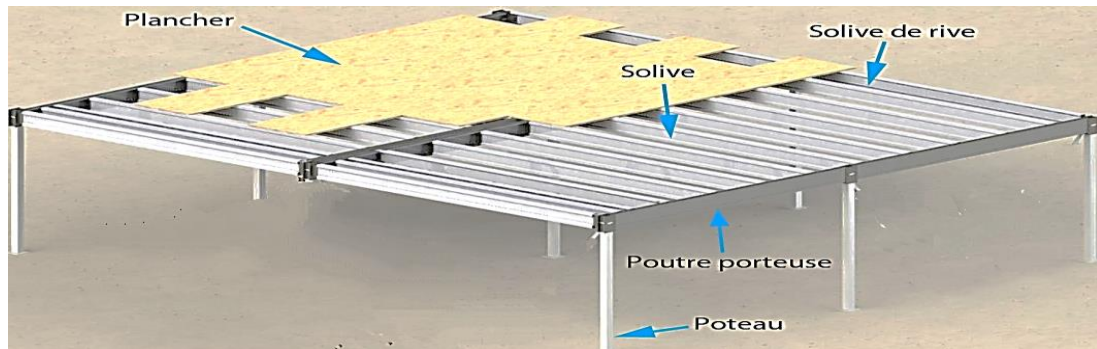


Figure 14. Schéma des composants du plancher acier-bois

### 1.3.11 Assemblages

Les assemblages des éléments de la structure étudiée sont réalisés par des assemblages boulonnés et soudés dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

#### 1.3.11.1 Assemblage boulonné

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

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité «  $f_{yb}$  » ainsi que celle de la résistance à la traction «  $f_{ub}$  » des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau 1. les valeurs nominales des résistances.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (MPa)	240	302	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}$ (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

### 1.3.11.2 Assemblage soudé

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

## 1.4 Matériaux utilisés

### 1.4.1 Acier utilisé pour la structure

L'acier est réputé pour ses propriétés élastiques, ductiles et résistantes à la rupture. Cependant, choisir un acier de construction suppose de connaître différents autres paramètres comme sa nuance, sa qualité, et surtout tous ces facteurs d'influence mécanique (écrouissage, traitements thermiques, vitesses d'essai, etc.), ainsi que les contraintes de traction triaxiale, les processus de rupture, l'alternance des sollicitations, etc.

- **Nuance d'acier utilisé en construction métallique :**

Les nuances de base utilisées en construction métallique se réfèrent à la norme NF EN 10025-2. Il s'agit des nuances S235, S275, S355 et S450 dont les limites d'élasticité garanties varient avec l'épaisseur du produit. Seules ces nuances présentent toutes les garanties d'emploi pour la construction métallique selon les règles CM66. En outre, ces nuances ont des teneurs maximales en carbone garanties. C'est une bonne soudabilité métallurgique.

**Pour la réalisation de la structure nous avons utilisés l'acier S235 de très hautes performances à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique caractérisée par :**

- Résistance limite d'élasticité :  $f_y=235 \text{ N/mm}^2$ .
- Module de Young:  $E=210\,000 \text{ N/mm}^2$ .
- Coefficient de poisson :  $\nu=0,3$ .
- Module de cisaillement :  $G=E/2(1+\nu) =81.10^3\text{N/mm}^2$ .
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha=12.10^6/\text{C}^\circ$ .
- Masse volumique :  $7850\text{Kg/m}^3$ .

- **Les profils laminés à chaud :**

L'acier laminé à chaud est un acier qui a été pressé à de très hautes températures (au-dessus de la température de cristallisation).

Les fabrications commencent d'abord avec une grande longueur de métal rectangulaire appelé billeterie.

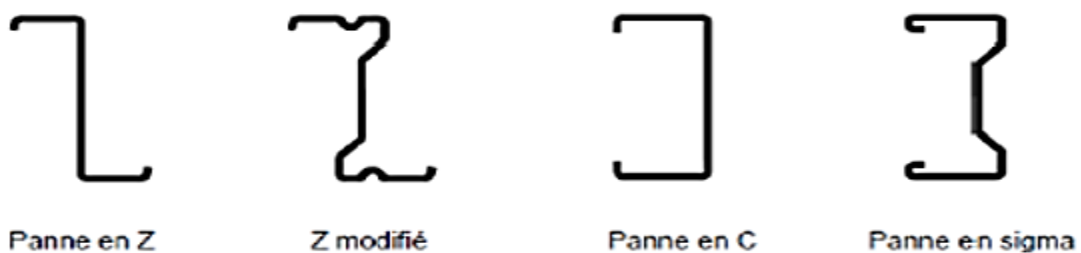
La billeterie est chauffée et ensuite envoyée pour le pré-traitement ou elle est aplatée dans un grand cylindre.

De là, elle est maintenue à une température élevée ou elle traverse une série de rouleaux pour atteindre ses dimensions finales.

▪ **L'acier laminé à froid :**

L'acier laminé à froid passe par un procédé de mise en forme à **température ambiante**, permettant sa recristallisation. Étant donné que l'acier est fabriqué à une température beaucoup plus basse, il n'est pas nécessaire de s'inquiéter du changement de volume et de forme du matériau, comme c'est le cas de l'acier laminé à chaud, adapté aux utilisations où des formes précises ne sont pas requises et faibles tolérances. C'est la raison principale pour laquelle le laminage à froid est généralement plus cher que le laminage à chaud.

D'abord on commence la fabrication à partir d'un feuillard galvanisé qui est entraîné entre des galets qui vont plier la tôle à des températures ambiantes jusqu'à obtention de la section demandée, et les profils à froid standard les plus courants sont du type sigma ( $\epsilon$ ), CEE (c), zed (Z) et sigma Eaves



**Figure 15.** Type de profils laminés

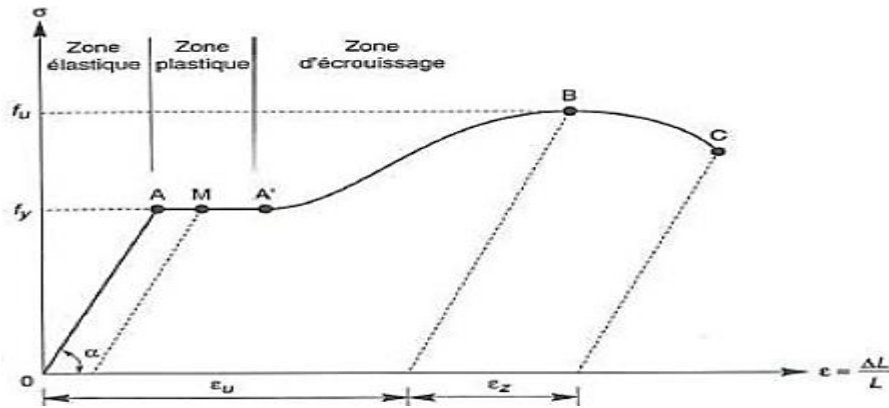


Figure 16. Diagramme effort-déformation d'acier

## 1.4.2 Panneaux utilisés pour les couvertures et les bardages :

### 1.4.2.1 La couverture :

Le panneau utilisé pour la couverture de toiture est un panneau sandwich de type TL75, est un produit fabriqué industriellement en continu, un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composantes travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différent niveau de résistance mécanique, de réaction au feu, désolation thermique et acoustique d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale. Ce panneau est caractérisé par deux tôles, une à l'intérieur (face non exposée) d'épaisseur 0.55 mm, et l'autre à l'extérieur (face exposée) d'épaisseur 0.75 mm

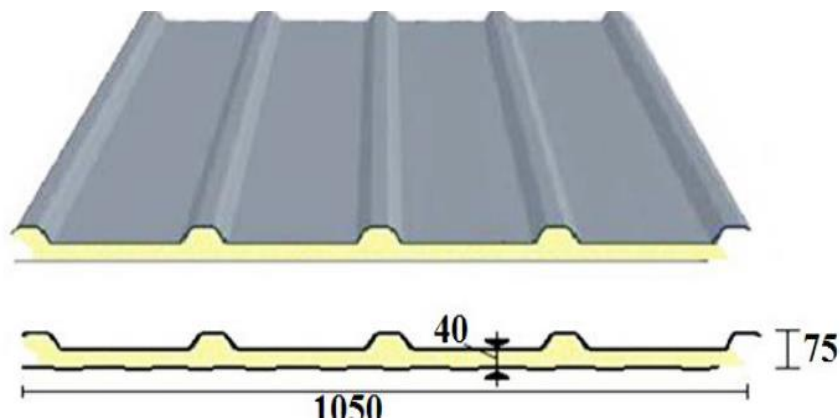


Figure 17. Panneau sandwich de la toiture type TL75

### 1.4.2.2 Le bardage :

Le bardage adopté pour les parois verticales est un panneau sandwich caractérisé par une âme en fibre minérale qui garantit une isolation thermique, cette dernière repose entre deux tôles nervurées en acier, les caractéristiques du panneau sont les suivantes

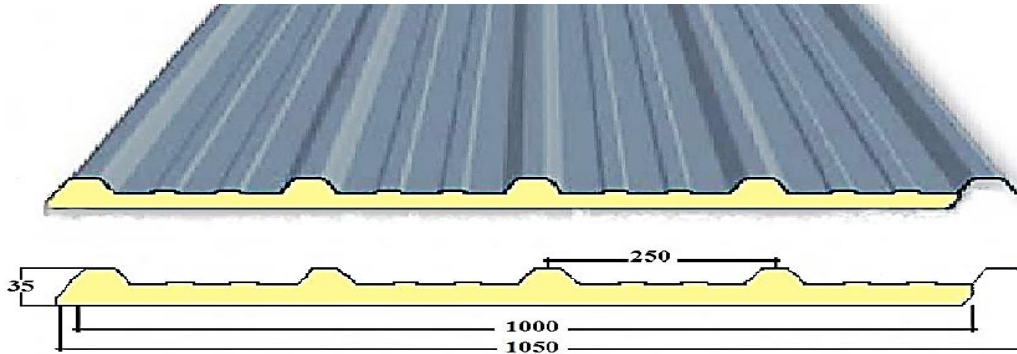


Figure 18. Panneau sandwich de la paroi verticale

Le panneau sandwich enveloppe les parois verticales de long-pan et la partie supérieure à 2.5m des parois verticales de pignon.

### 1.4.3 Acier utilisé pour l'infrastructure :

L'acier utilisé comme des armatures longitudinales et transversales pour les fondations est un acier de haute adhérence HA de nuance Fe 400 dont les caractéristiques suivantes :

- La limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa.
- Le coefficient de sécurité pour les situations courantes  $\gamma_s = 1.15$
- La contrainte admissible à l'ELU  $f_{sc} = f_e / \gamma_s = 348$  MPa.
- Le module de Young  $E_s = 200\ 000$  MPa.

### 1.4.4 Béton utilisé pour l'infrastructure

Le béton utilisé pour les fondations est un béton ordinaire dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment portland CMII42.5 dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La résistance à la compression  $f_{c28} = 25$  MPa.
- La résistance à la traction  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$  MPa.
- La contrainte limite de compression à l'ELS  $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15$  MPa.

- La contrainte limite de compression à l'ELU  $f_{bu}=14.2$  Mpa
- Le coefficient de poisson : l'ELU  $\nu = 0$  ; l'ELS  $\nu = 0.2$
- La masse volumique  $\rho_b = 2500$  Kg/m<sup>3</sup>
- Le coefficient de sécurité pour les situations courantes  $\gamma_b = 1.5$ .

## 1.5 Etude de sol :

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance :  $\sigma_{adm} = 2.5$  bars.
- La description des couches du sol nous montre que le terrain est d'agressivité forte, **site S3**.
- Un système de fondation en semelles superficielles à une profondeur d'ancrage de **2.00m**.

## 1.6 Règlements utilisés

Les règlements utilisés pour la réalisation de notre étude sont :

- Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97), document Technique réglementaire D.T.R-B.C-2.44.
- Règles parasismique algériennes (RPA99 version 2003) D.T.R-B.C-2.48.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22.
- Règles neige et vent (RNVA99) D.T.R-C2.47.
- Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C-2.33.
- Eurocode 4, Eurocode 3.
- BAEL91 : béton armé aux états limites.

## 1.7 Définition d'états limite de calcul

Les états limites définissent des bornes admissibles vis-à-vis de la sécurité des personnes et des biens et vis-à-vis de l'aspect de la structure. Il convient de vérifier que l'ensemble des cas de charge permet de couvrir tous les cas réels les plus défavorables. Les paramètres à prendre compte sont

notamment les actions, les propriétés des matériaux, et les données géométriques et leur imperfection.

### **1.7.1 Les actions à prendre en compte dans les calculs**

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

#### **1.7.1.1 Actions Permanentes $G_i$ :**

- Poids propre des éléments de la construction.
- Poids propre des équipements fixes.

#### **1.7.1.2 Actions d'exploitations $Q_i$**

- Charges d'exploitation.
- Charges appliquées en cours d'exécution.

#### **1.7.1.3 Actions climatiques**

La variation de température  $\rightarrow T$

#### **1.7.1.4 Actions accidentelles $E_i$**

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- L'action sismique notée **E**.
- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

### **1.7.2 Les situations de projet**

L'ouvrage sera étudié aux états limites selon deux situations de projets :

#### **1.7.2.1 Situation durable**

Les actions à considérer seront les actions permanentes, d'exploitations, et climatiques.

#### **1.7.2.2 Situation accidentelle : (en cas de séisme)**

Les actions à considérer dans ce cas seront les actions permanentes, d'exploitations, et les actions sismiques.



### 1.7.3 Les Combinaisons d'actions

#### 1.7.3.1 Situation durable

▪ **État Limite Ultime :**

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée. Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q :  $1.35 G_{max} + G_{min} + 1.5 Q$ .
- Cas de plusieurs actions variables  $Q_i$  :  $1.35 G_{max} + G_{min} + 1.35 (\sum Q_i)$ .

Avec :

$G_{min}$  : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

$G_{max}$  : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

▪ **État Limite de Service :**

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle », commencé à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations ou flèches excessives.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q :  $G + Q$ .
- Cas de plusieurs actions variables  $Q_i$  :  $G + 0.9 (\sum Q_i)$ .

#### 1.7.3.2 Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 »

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

- $G + Q \pm E$ .
- $0.8 G \pm E$  : cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.

## 1.8 Limites des flèches et des déplacements

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le Tableau ci-après:(tableau 4.1 CCM97) :

**Tableau 2.** Les valeurs limites recommandées des flèches

<b>Conditions</b>	<b>F (flèches dans l'état final)</b>
Toitures en général	L/200
Toiture supportant fréquemment du Personnel autre que le personnel d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou Rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{vmax}$ peut nuire à l'aspect du Bâtiment	L/250

# CHAPITRE 2

## EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

### 2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur la structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, sismiques et d'exploitations, des effets thermiques et climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaire D.T.R-BC.2.2. (Charge et surcharges).

### 2.2 Les charges permanentes (G)

Elles sont constituées des poids propres des différents éléments porteurs, du poids des finitions et ainsi que du poids de l'enveloppe (façade et toiture).

#### 2.2.1 Panneaux sandwich de la couverture

- Epaisseur total de panneau 75 mm
- Largeur de panneau 1000 mm
- Largeur utile pour la toiture 1050 mm
- Le poids spécifique de panneau sandwich : 14.2 Kg/m<sup>2</sup>

<b>type</b>	<b>Poids (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Largeur standard (mm)</b>	<b>Epaisseur (mm)</b>	<b>Resistance conductibilité (m<sup>2</sup>K/w)</b>	<b>Coefficient transmission thermique (W/m<sup>2</sup>k)</b>
<b>TL75P</b>	<b>14.2</b>	<b>1035</b>	<b>75</b>	<b>2.32</b>	<b>0.40</b>
<b>TL75M</b>	<b>15.21</b>	<b>1035</b>	<b>75</b>	<b>2.32</b>	<b>0.40</b>
<b>TL75G</b>	<b>17.90</b>	<b>1035</b>	<b>75</b>	<b>2.32</b>	<b>0.40</b>

Figure 19. Caractéristique du panneau sandwich

### 2.2.2 Panneau sandwich de bardage

- Epaisseur des tôles nervurées 0.5 mm
- Epaisseur total de panneau 35 mm
- Largeur de panneau 1000 mm
- Poids de l'âme 43 Kg/m<sup>3</sup>.
- Poids de la tôle 4.9 Kg/m<sup>2</sup>.
- Poids total de panneau  $G = (0.035 \times 43) + (2 \times 4.9) = 11.31 \text{ Kg/m}^2$ .

### 2.2.3 Plancher

Tableau 3. Charge permanente sur le plancher

Nature d'élément	Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids (Kn/m <sup>2</sup> )
Plancher	Panneaux en bois (résine C18)	3	5
	Revêtement en parquet	1.4	0.1022
	Le totale charges permanentent		5.1022

### 2.2.4 Escalier

- Garde-corps .....  $0.02 \times 78.5 = 1.57 \text{ KN/m}^2$ .
- Tôle striée (5 mm) .....  $0.005 \times 78.5 = 0.40 \text{ KN/m}^2$ .

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 4. Les différentes charges permanentes

Eléments	Charges permanentes G (kg /m <sup>2</sup> )
Couvertures	14.20
Bardages	11.31
Plancher	510.0
Escaliers	197.0

## 2.3 Charges d'exploitation (Q)

Les surcharges dites d'exploitation ou d'utilisation sont évaluées en fonction du poids des personnes, du poids du mobilier et des cloisonnements spécifiques et des véhicules et de leur mouvement, Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs

des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrites dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

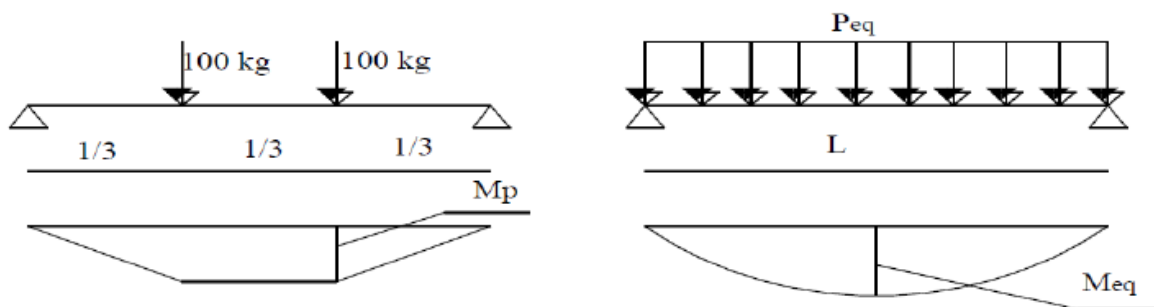
Les valeurs de la surcharge d'exploitation correspondant ce projet sont illustrées dans le tableau ci-après :

**Tableau 5.** Les charges d'exploitations.

Eléments	La valeur de Q (kn/m <sup>2</sup> )
Plancher acier- bois	2.5
Escaliers	2.5

▪ **Charge d'exploitation sur la toiture :**

Dans le cas des toitures inaccessible ont considéré uniquement dans le calcul une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à (1/3) et (2/3) de la portée de la panne .Afin de vérifier la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente ( $P_{eq}$ ) qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées. La charge uniformément répartie ( $P_{eq}$ ) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (E).



**Figure 20.** Schéma statique des surcharges d'entretiens

Pour avoir la charge équivalente  $P_{eq}$  on pose  $M_p = M_{eq}$

Avec :  $M_p = \frac{El}{3}$  et  $M_{eq} = \frac{Peql^2}{8}$

$$\frac{El}{3} = \frac{Peql^2}{8} \Rightarrow Peq = \frac{8 \times 100}{3 \times l}$$

## 2.4 Charges sismiques

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes.

Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face aux charges sismiques (horizontales) on fait appel à un système de contreventement.

L'étude sismique d'une structure a pour objectif d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement des éléments appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'économie et l'aspect architectural.

### 2.4.1 Méthodes de calcul utilisables

Le calcul des forces sismiques proposé par le RPA peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Notre étude s'est portée sur la méthode d'analyse modale spectrale.

#### 2.4.1.1 Principe de la méthode spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure **article 4.3.1 RPA2003**

##### ▪ Spectre de réponse du RPA

La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\xi$ ), et de la pulsation ( $\omega$ ). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des accélérations maximales d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant selon **RPA**:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( (2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1) \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

### 2.4.1.2 Détermination des paramètres du spectre de réponse

Selon le RPA99 V2003, les paramètres du spectre sont donnés par les valeurs suivantes :

- **Coefficient d'accélération A**

Zone sismique : I (Biskra)

Groupe d'usage : 2  $\Rightarrow A = 0,10$      **Tableau 4.1 du RPA 99 V2003**

- **Coefficient de comportement global de la structure R**

Selon le R.P.A.99/V2003, la valeur de « R » est donnée par le **tableau 4.3**

**Du RPA 99V2003** en fonction du système contreventé, dans notre Structure on a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X et des portiques auto-stables dans la direction Y  $\Rightarrow R = 4$ .

- **Le pourcentage d'amortissement critique  $\xi$**

La valeur «  $\xi$  » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages Acier dense.

$\Rightarrow \xi = 5\%$  (**tableau 4.2 du RPA 99 V2003**)

- **Facteur de correction d'amortissement  $\eta$**

La valeur de «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1$$

- **Périodes  $T_1, T_2$ . Du site**

Site meuble S3 :  $T_1 = 0,15 \text{ s}$       $T_2 = 0,50 \text{ s}$      **tableau 4.7 du RPA 99 V2003**

- **Facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.

- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 RPA2003.

**Tableau 6.** Les pénalités pénalité à retenir selon que le critère de qualité q

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.1
		<b>Q=1.15</b>

▪ **Schématisation du spectre de réponse suivant x-x' et y-y'**

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel robot (spectre RPA99) après avoir injecté les paramètres du spectre suivant X et Y calculés précédemment



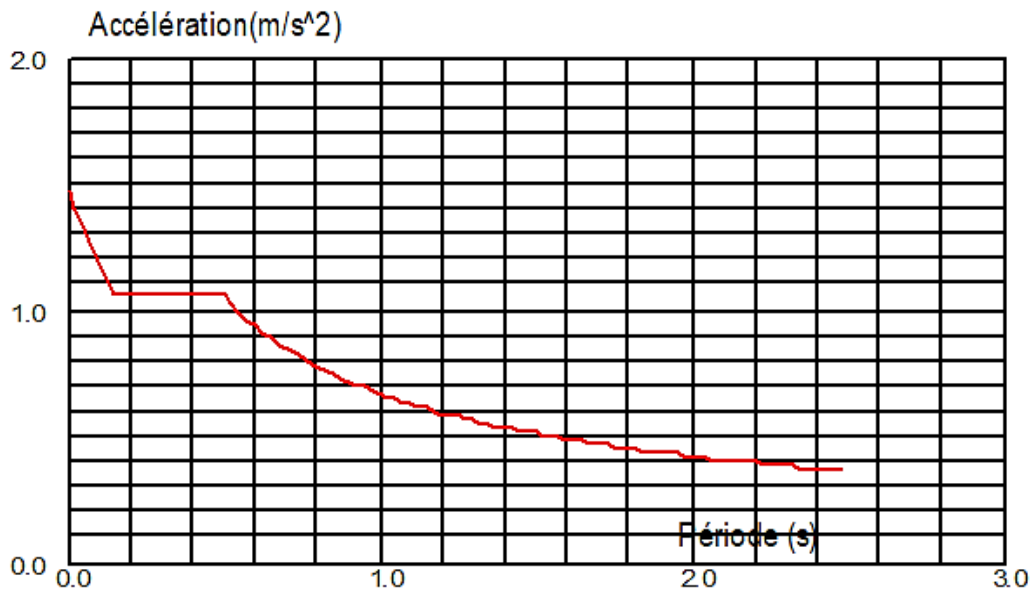


Figure 21. Diagramme de spectre de réponse selon X-X

## 2.5 Charges climatiques

### 2.5.1 Effet de la variation de la température

Comme tous les matériaux, l'acier se dilate se l'effet de l'augmentation de la température, plus la température est élevée plus la limite d'élasticité et la résistance à la traction diminuent et plus la plasticité augmente.

Pour tenir compte des actions dues aux variations de température, il est général suffisant pour les bâtiments et les constructions industrielles, de considérer une variation uniforme de température  $\Delta T$ .

Mentionnons toute fois, sans entre dans des détails, qu'il faut également prend en considération un gradient de température pour les bâtiments élevés exposés totalement ou partialement au rayonnement solaire (comme pour les ponts).

La variation uniforme de température se réfère entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage qui comprises entre  $+10^{\circ}\text{C}$  et  $+25^{\circ}\text{C}$  et les températures extrêmes, elles prouvant des variations de longueur des éléments de la structure. Ces déformations peuvent être calculés au moyen du coefficient de dilatation thermique de l'acier égal à  $12 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ .

Pour la vérification de la sécurité structurale, la valeur représentative  $\Delta T$  de la variation uniforme de température dépend de la zone climatique. Les valeurs proposées dans la norme **DTR-BC.2.44** sont données ci-après :

**Tableau 7.** La variation de température.

La zone	La variation de température
L'Algérie du nord	+35°C et -15°C
Le proche et moyen sud	45°C et -20°C
L'extrême sud	50°C et -30°C

Le hangar est situé à Biskra (moyen sud) donc si on prend une température de montage  $t_0=25^\circ\text{C}$  donc  $\Delta T=t-t_0=45-25=+20^\circ\text{C}$  donc on prend une variation de température  $\Delta T=20^\circ\text{C}$

## 2.5.2 Etude de l'action de la neige

Le RNV 2013 s'applique à tous les bâtiments situés au niveau de la mer inférieur ou égal à 2000 m. Notre bâtiment est situé à 688 m d'altitude à Biskra, nous appliquons donc la RNV 2013 pour calculer ce mouvement.

### 2.5.2.1 Calcul des charges de neige :

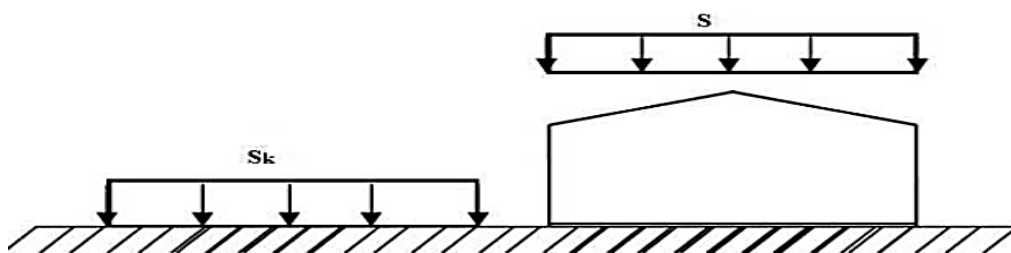
La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre sur face soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \text{ (kN/m}^2\text{) [Formule1-RNV/2013]}$$

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

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

$S_k$  : Charge de neige sur le sol.



**Figure 22.** Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol

Cette étude consiste à définir l'influence de la neige sur un hangar à quatre versants implantés à **ELKANTRA** wilaya de **BISKRA** qui appartient à la zone **C** sur une altitude **H=688m**.

**H** : L'altitude par rapport à un niveau de la mer (m)

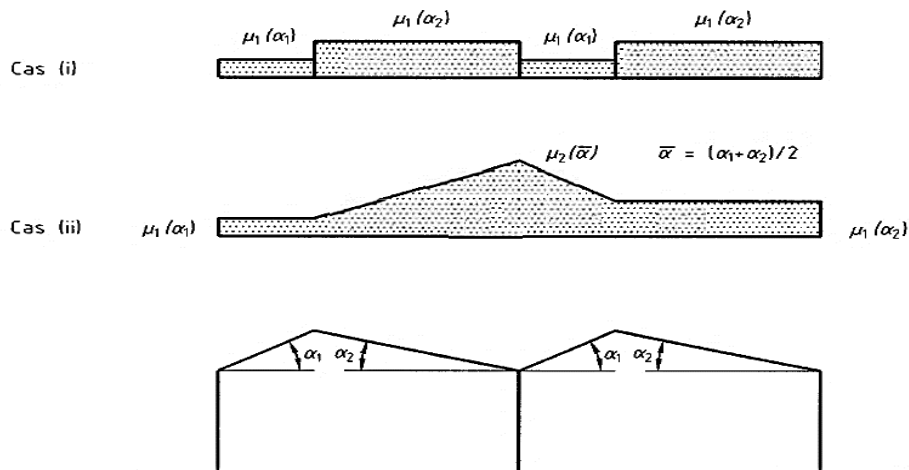
Zone	A	B	C	D
$S_K$	$\frac{0.07.H + 15}{100}$	$\frac{0.04.H + 10}{100}$	$\frac{0.0325.H}{100}$	Pas de charge de neige

**Figure 23.** Charge de la neige sur le sol dans chaque zone

Biskra appartient à la zone C donc :  $S_k = \frac{0.0325.H}{100} = 0,2236 \text{ Kg/m}^2$

**Coefficient de forme  $\mu$  des toitures à versant multiples :**

La pente des versants est de :  $\alpha = 8.50^\circ$



**Figure 24.** Coefficients de formes – toiture a versants multiples (RNV2013-FIG9-6.2.3.2)

La structure est de toitures à versant multiples symétriques :

$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 8.50^\circ$

$\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = 8.50^\circ \Rightarrow \text{Donc : } 0^\circ \leq (\alpha = 8.50^\circ) \leq 30^\circ$

Disposition de charge avec accumulation :

$\mu_1 = 0.8 ; \mu_2 = 0.8 + 0.8 (\alpha \div 30) = 1.02$

- Valeurs des charges de la neige S

$S = \mu_1 * S_k \rightarrow s = 0.178 \text{ KN/m}^2$

$$S = \mu_2 * S_k \rightarrow s = 0.228 \text{ KN/m}^2$$

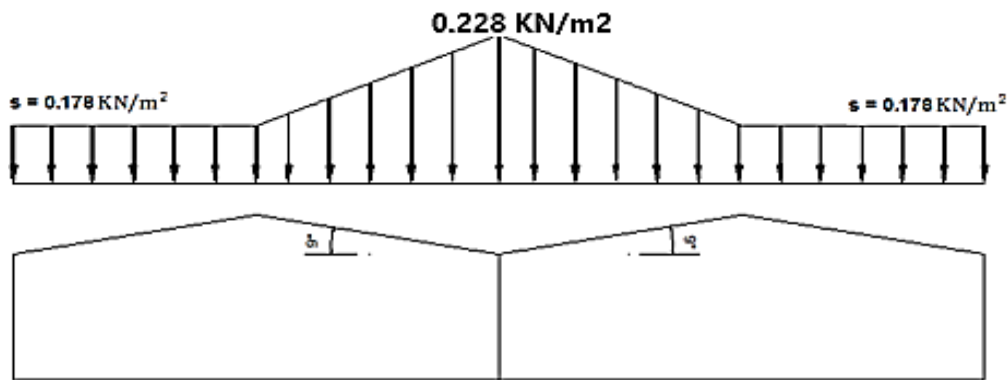


Figure 25. Action de la neige sur la toiture

### 2.5.3 Action du vent

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions Horizontales on cite le vent, il peut venir de n'importe quel côté L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun des éléments dépend des Caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace (l'élément reposant sur le sol ou éloignant du sol).

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent des facteurs suivants :

- La région.
- Le terrain d'implantation (site).
- La hauteur de la structure.
- La forme géométrique de la structure.
- La forme de la toiture.

#### 2.5.3.1 Direction du vent :

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- Au pignon V1
- Au long pan V2

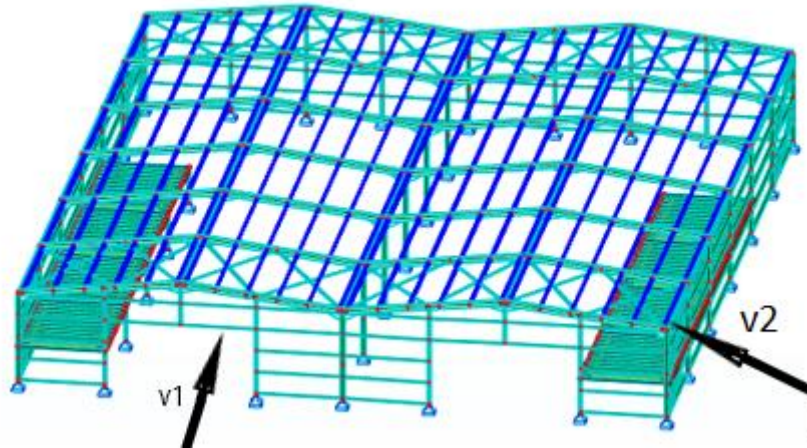


Figure 26. Les deux directions du vent

### 2.5.3.2 Détermination des différents paramètres et les coefficients de calcul

#### 2.5.3.2.1 Effet de la région :

Selon le RNVA 99 notre projet est situé à la commune d'al kantra wilaya de Biskra qui est classé en zone du vent II I. Selon le tableau 2-3[1] RNV, la pression dynamique de référence est comme suit :  **$q_{réf} = 500 \text{ [N/ m}^2\text{]}$** .

**$q_{réf}$**  : La pression dynamique de référence Pour les constructions permanentes (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans).

#### 2.5.3.2.2 Effet de site

La structure sera implantée dans une zone plate a végétation négligeable et libre de tous obstacles (**catégorie de terrain I**) donc d'après le tableau 2.4 (chapitre II) RNVA99 les valeurs des paramètres sont les suivantes :

- Le facteur de terrain :  $K_T = 0.17$
- Le paramètre de rugosité :  $Z_0 = 0,01\text{m}$ . (Tableau 2-4, chapitre II RNVA99).
- La hauteur minimale :  $Z_{\min} = 1\text{m}$
- $\varepsilon = 0,44$  : coefficient utilisé pour le calcul de  $C_d$  (cf. chapitre III RNVA99).

#### 2.5.3.2.3 Coefficient topographique ( $C_t$ ) :

Selon RNVA 2013 Chap2, formule (2.4) La structure est implantée dans un site plat ( $\emptyset < 0.05$ ) donc :  $C_t(z) = 1$

$\emptyset$  : est la pente du versant au vent  $\emptyset = h/Lu = 0.05$

H : est la hauteur du versant

$L_u$  : est la longueur du versant sous le vent

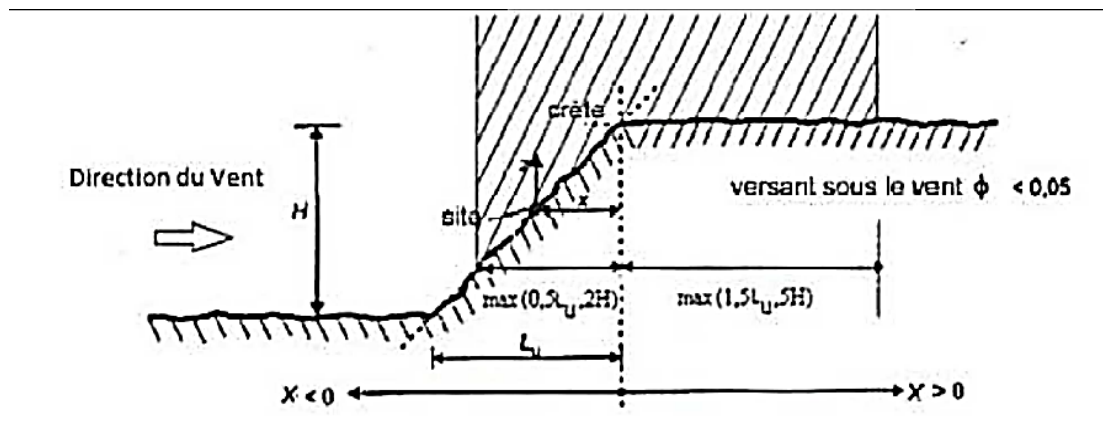


Figure 27. Paramètres pour la détermination du  $C_t(z)$  (RNV 2013 chp2 fig2.3)

#### ▪ Calcul de $\phi$ :

Comme notre structure sera implantée dans un site totalement plan, ( $H=1.12\text{m}$ ) pour toutes les directions du vent.

- Pignon  $\Rightarrow \phi = \frac{1.12}{30} = 0.037 < 0.05 \Rightarrow C_t=1$
- Long-pan  $\Rightarrow \phi = \frac{1.12}{36} = 0.031 < 0.05 \Rightarrow C_t=1$

#### 2.5.3.2.4 Coefficient dynamique ( $C_d$ ) :

Le coefficient dynamique  **$C_d$**  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation de la pression exercée sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. La valeur du coefficient dynamique  $C_d$  pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée. (**Chapitre III : coefficient dynamique dans RNVA2013**).  **$C_d=1$** . Bâtiment dont la hauteur est **inférieure à 15m**.

- Pour notre cas :

**$H = 6.77\text{m}$  ;  $C_d = 1 < 1.2$**  donc la construction est peu sensible aux excitations dynamiques (§ 2. 3 Chapitre II RNVA2013)

#### 2.5.3.2.5 Détermination de coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité, est donné en fonction de la hauteur, et du site comme suit :

$$Cr(Z) = KT \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \text{ Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200$$

$$Cr(Z) = KT \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \text{ Pour } Z \leq Z_{min}$$

### § 4.3 chapitres II RNVA99

#### - Toiture

$$Z=6.77 \quad Cr(z) = 0.17 * \ln\left(\frac{6.77}{0.01}\right) = 1.108$$

#### - Parois verticales

$$Z=5.65 \quad Cr(z) = 0.17 * \ln\left(\frac{5.65}{0.01}\right) = 1.077$$

#### 2.5.3.2.6 Coefficient d'exposition $C_e$ :

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

$$C_e(z) = C_{t2}(z) \times C_{r2}(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)];$$

#### RNVA2013Chap 2formule2.2

- $C_t$  est le coefficient de topographie.
- $C_r$  est le coefficient de rugosité.
- $I_v(z)$  est l'intensité de la turbulence.
- $Z(m)$  est la hauteur considérée
- $C_t$  est le coefficient de topographie.

#### Calcul L'intensité de la turbulence $I_v(z)$

Est définie comme étant type de la turbulence divisée par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation de **(RNVA 2013 Chap2, formule 2.5)**

$$I_v = \frac{1}{Cr(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ Pour } Z > Z_{min}, \quad I_v = \frac{1}{Cr(z) * \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right)} \text{ Pour } Z < Z_{min}$$

- Calcul de  $I_v(z)$  pour les parois verticales ( $Z=5.65m$ )

$$I_v = \frac{1}{1.077 * \ln\left(\frac{5.65}{0.01}\right)} = 0.1465$$

- Calcul de  $I_v(z)$  pour la toiture ( $Z=6.77m$ )

$$Iv = \frac{1}{1.108 * \ln\left(\frac{1.108}{0.01}\right)} = 0.138$$

**Tableau 8.** Les valeurs de de coefficient d'exposition

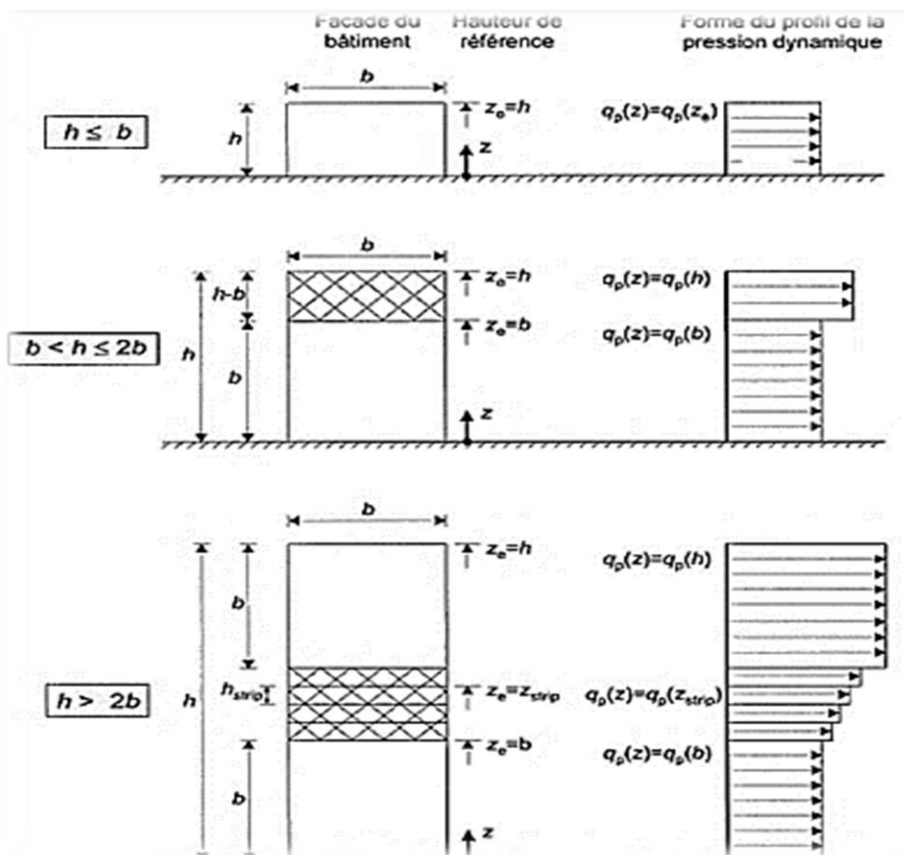
	Ct(z)	Cr(z)	Iv(z)	Ce(z)
<b>Toiture</b>	1	1.108	0.153	2.542
<b>Parois</b>	1	1.077	0.157	2.434

### 2.5.3.3 Détermination de la pression dynamique de pointe

Pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$ , à la hauteur de référence ( $z_e$ ) est donnée par (Chap. 2 RNVA 2013 Formule 2.1):

$$q_{dyn}(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) [N/m^2]$$

- **Q<sub>réf</sub> (en N/m<sup>2</sup>)** du tableau 2.2 de RNVA2013 en fonction de la zone de vent.
- **C<sub>e</sub>** est le coefficient d'exposition au vent.
- **Z<sub>e</sub> (en m)** est la hauteur de référence.



**Figure 28.** Hauteur de référence  $Z_e$  et le profil correspondant de la pression dynamique



▪ **Hauteur de référence  $Z_e$  :**

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales,  $Z_e$  est déterminée comme indiqué par la **figure 2.1 du RNVA 2013**. Comme notre cas la hauteur des parois  **$h=6m$** , et la largeur  **$b=20m$**

$$\Rightarrow h \leq b ; Z_e = h = 5.65m$$

Pour les toitures, et selon **RNVA 2013 (Chap. 2 article 2.3.2)** ;  $Z_e$  est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments ;

$$Z_e = H = 6.775m$$

**Tableau 9.** Valeur de la pression dynamique

	<b>Q<sub>réf</sub>[N/m<sup>2</sup>]</b>	<b>C<sub>e</sub></b>	<b>Q<sub>dyn (ze)</sub> [N/m<sup>2</sup>]</b>
<b>Toitures</b>	500	2.542	1271
<b>Parois</b>	500	2.434	1217

### 2.5.3.4 Détermination de la pression aérodynamique pour

La pression aérodynamique  $W(z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivant :

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

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

- **Q<sub>dyn(ze)</sub>** : la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur ( $z_e$ ) relative à l'élément de surface  $j$
- **C<sub>pe</sub>** : Coefficient de pression extérieur.
- **C<sub>pi</sub>** : Coefficient de pression intérieur.

#### 2.5.3.4.1 Vent perpendiculaire au Pignon (sens V1) :

▪ **Détermination des coefficients de pression extérieure C<sub>pe</sub>**

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ Si } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(A) \text{ Si } 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ Si } S \geq 10m^2$$

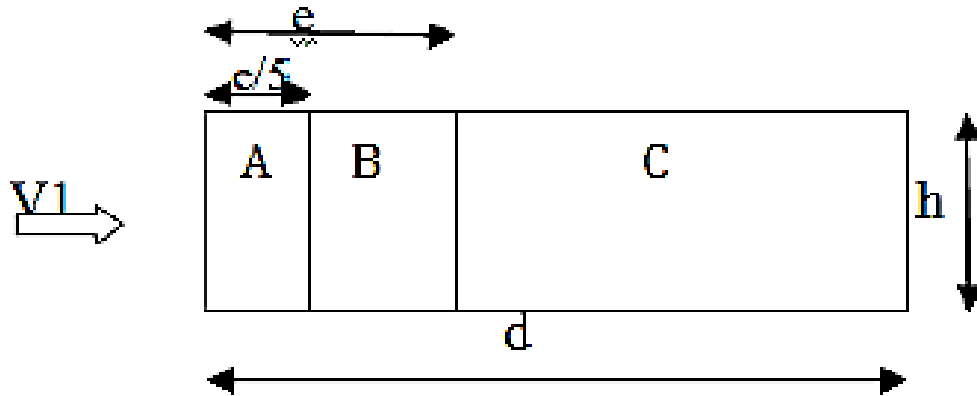
$b$  : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

$d$  : la dimension parallèle à la direction du vent.

Où :  $S$  (en  $m^2$ ) désigne la surface chargée de la paroi considérée (Selon RNv2013 chap5)

**- Paroi verticale :**

$b = 30m, d = 36 m, h = 5.65m, e = \min [30 ; 2 \times 5.65] = 11.3 m$



**Figure 29.** Répartition des surfaces du vent sur pignon

Pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  on se réfère au tableau (5-1 du RNVA99) :

**Tableau 10.** Valeurs des surfaces de chaque zone

A		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à  $10m^2$  Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$  pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

Avec les zones de pression :  $d > e$ .

**Tableau 11.** Les coefficients de  $C_{pe}$  et les surfaces à chaque zone des parois verticale

Zones	A	B	C	D	E
<b>S (<math>m^2</math>)</b>	12.769	51,076	105.655	169.500	169.500
<b>C<sub>pe</sub></b>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

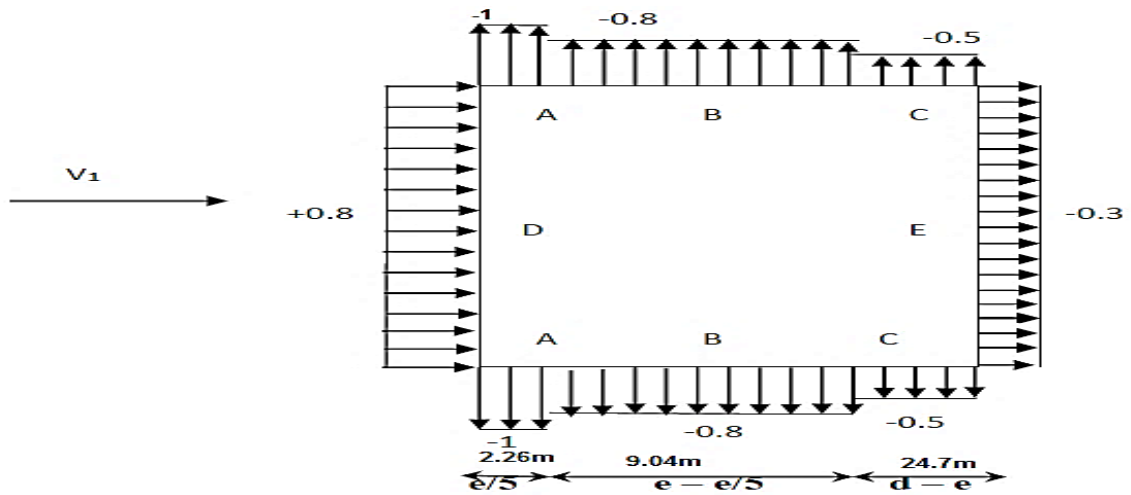


Figure 30. Légende pour les parois verticales

- Toiture :

La direction du vent est définie par l'angle  $\theta$ , et dans notre cas :

Le vent est perpendiculaire au pignon (sens  $V_1$ ) et parallèle aux génératrices donc :

$\theta = 90^\circ$  (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

La toiture est à quatre versants avec un angle de  $\alpha=8.50^\circ$  (figure 5.4 RNVA2013).

Pour  $\theta=90^\circ$ , on va définir les différentes zones de pression F, G, H et I qui sont représentées sur la figure suivante :

Pour cette direction du vent :  $e = \min(b, 2h) = 13.55\text{m}$

$d > e = m$ ,  $e/2 = 6.775\text{m}$ ,  $e/10 = 1.355\text{m}$ ,  $D = 36\text{m}$ ,  $b = 30\text{m}$ ,  $h = 6.775\text{m}$

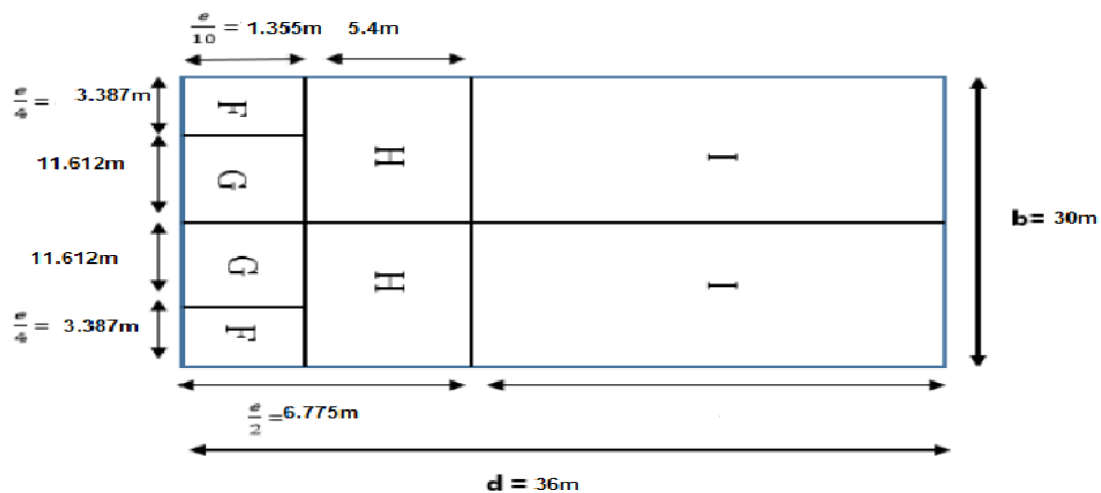


Figure 31. Répartition du coefficient de pression extérieur Sur la toiture ( $V_1$ ).

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

**Tableau 12.** Les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m<sup>2</sup>).

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m <sup>2</sup> )	4.589	15.73	29.268	438.34

On remarque que :

La surface des zones de pression F de la toiture est entre 1m<sup>2</sup> et 10m<sup>2</sup>

(1m<sup>2</sup> < S < 10m<sup>2</sup>) donc :

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

Et les surfaces des zones de pression H et I sont supérieures à 10m<sup>2</sup>, (S ≥ 10m<sup>2</sup>).

Donc : **C<sub>pe</sub> = C<sub>pe10</sub>**

Les valeurs des coefficients d'expositions **C<sub>pe</sub>** sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour α=5° et α=15° tirées du tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

Exemple de calcul :

– **Zone F: S = 4.589 m<sup>2</sup> (1m<sup>2</sup> < S < 10m<sup>2</sup>)**

$$C_{pe, 10} = -2.2 + \frac{-2+2.2}{15-5} (8.5 - 5) = -1.495$$

$$C_{pe, 1} = -1.6 + \frac{-1.3+1.6}{15-5} (8.5 - 5) = -2.143$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) = -2.143 + (-1.495 + 2.143) \times \log_{10}(4.589)$$

$$C_{pe} = -2.047$$

– **Zone H: S = 29.268 m<sup>2</sup> (S ≥ 10m<sup>2</sup>).**

$$C_{pe} = C_{pe, 10} = -0.7 + \frac{-0.6+0.7}{15-5} (8.5 - 5) = -0.665$$

$$C_{pe} = -0.665$$

La même procédure pour calculer les coefficients d'autres zones, les résultats sont donnés Comme suit :

**Tableau 13.** Les valeurs de C<sub>pe</sub> de chaque zone de toiture, cas de vent dans Le sens V1

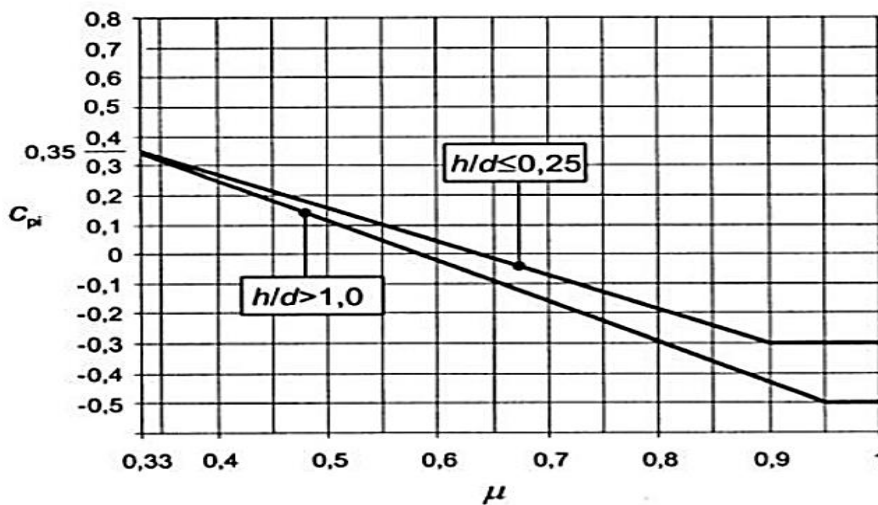
Zone	F	G	H	I
C <sub>pe</sub>	-2.047	0	0.665	0.565

▪ **Détermination des coefficients de pression intérieure C<sub>pi</sub>**

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> est déterminé à partir de la **(figure 5.14 du RNVA 2013)**. Avec :

**H** : la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur

**μ<sub>p</sub>** : l'indice de perméabilité donné par :  $\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{ des surfaces de toute les ouvertures}}$



**Figure 32.** Coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> (Figure 5.14 du RNVA 2013)

Notre hangar possède :

- 1 portail pour chaque pignon de dimension (5 × 3.5) m<sup>2</sup>
- 3 impostes pour chaque long pan de dimension (3 × 0.8) m<sup>2</sup>
- 6 fenêtres pour chaque long pan de dimension (1.2 × 1.5) m<sup>2</sup>

Dans ce cas le vent perpendiculaire au pignon le rapport h/d= 6.775/36 = 0.188

⇒ **h/d ≤ 0.25** on utilise les valeurs de **C<sub>pi</sub>** correspondant à (h/d ≤ 0.25) de :

**La figure 5.14 de RNVA 2013.**

- **1<sup>er</sup> cas** : toutes les ouvertures face au vent sont fermées et les autres ouvertures sont ouvertes(N-S) :

$$\mu_p = \frac{6 * 3 * 0.8 + 12 * 1.2 * 1.5}{6 * 3 * 0.8 + 12 * 1.2 * 1.5 + 2 * 5 * 3.5} = 0.51 \mapsto \mathbf{C_{pi} = 0.15}$$

- **2<sup>ème</sup> cas** : toutes les ouvertures sont fermées :

Dans ce cas on trouve l'indice perméabilité est : **μ<sub>p</sub> = 0**

A l'aide de la courbe on peut déterminer le coefficient de pression intérieure : **C<sub>pi</sub> = 0,8**

- **3<sup>ème</sup> cas** : Toutes les ouvertures sont ouvertes :  **$\mu_p = 1 \rightarrow C_{pi} = -0,3$** .

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

### 1- Parois verticales :

**Tableau 14.** Dépression intérieure sur les parois verticales ( $c_{pi}=0.8$ ) - Direction V1 du vent (Pignon).

Pour C <sub>pi</sub> = +0.8					
La zone	C <sub>d</sub>	Q <sub>dyn</sub> (N\m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W(Z <sub>j</sub> ) (N\m <sup>2</sup> )
A	1	1217	-1	+0.8	- 2190.6
B	1	1217	-0.8	+0.8	-1947.2
C	1	1217	-0.5	+0.8	-1582.1
D	1	1217	+0.8	+0.8	0
E	1	1217	-0.3	+0.8	-1338.7

**Tableau 15.** Dépressions intérieures sur les parois verticales ( $c_{pi}=-0.3$ ) - Direction V1 du vent (Pignon).

Pour C <sub>pi</sub> = -0.3					
La zone	C <sub>d</sub>	Q <sub>dyn</sub> (N\m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W(Z <sub>j</sub> ) (N\m <sup>2</sup> )
A	1	1217	-1	-0.3	851.9
B	1	1217	-0.8	-0.3	-608.5
C	1	1217	-0.5	-0.3	-243.4
D	1	1217	+0.8	-0.3	1338.7
E	1	1217	-0.3	-0.3	0

**Tableau 16.** Surpressions intérieures sur les parois verticales ( $c_{pi}=0.15$ ) - Direction V1 du vent (Pignon).

Pour $C_{pi} = 0.15$					
La zone	$C_d$	$Q_{dyn}(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(Z_j) (N/m^2)$
A	1	1217	-1	0.15	-1399.55
B	1	1217	-0.8	0.15	-1156.15
C	1	1217	-0.5	0.15	-791.05
D	1	1217	+0.8	0.15	791.05
E	1	1217	-0.3	0.15	-547.65

## 2- Toiture

**Tableau 17.** Dépressions sur la toiture ( $c_{pi}=0.8$ ) - Direction V1 du vent (Pignon).

Pour $C_{pi} = +0.8$					
La zone	$C_d$	$q_{dyn}Q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(Z_j) N/m^2$
F	1	1271	-2.043	+0.8	-3613.453
G	1	1271	-0.3	+0.8	-1398.1
H	1	1271	-0.665	+0.8	-1862.015
I	1	1271	-0.565	+0.8	-1734.915

**Tableau 18.** Dépressions sur la toiture ( $c_{pi}=-0.3$ ) - Direction V1 du vent (Pignon)

Pour $C_{pi} = -0.3$					
La zone	$C_d$	$Q_{dyn}(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(Z_j) (N/m^2)$
F	1	1271	-2.043	-0.3	-2215.35
G	1	1271	-0.3	-0.3	0
H	1	1271	-0.665	-0.3	-463.915
I	1	1271	-0.565	-0.3	-336.815

**Tableau 19.** Surpressions sur la toiture ( $c_{pi}=0.15$ ) - Direction V1 du vent (Pignon).

Pour $C_{pi} = 0.15$					
La zone	$C_d$	$Q_{dyn}(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(Z_j) (N/m^2)$
F	1	1271	-2.043	0.15	-2787.30
G	1	1271	-0.3	0.15	-571.95
H	1	1271	-0.665	0.15	-1035.865
I	1	1271	-0.565	0.15	-908.765

- **Récapitulation des cas les plus défavorables dans le sn**

**Tableau 20.** Les valeurs maximales des pressions dans le sens V1

La zone	$C_d$	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$		$W(Z_j) (N/m^2)$	
				Depr	Surp	Depr	Surp
A	1	1217	-1	0.8	0.15	-2190.6	-1399.55
B	1	1217	-0.8	0.8	0.15	-1947.2	-1156.15
C	1	1217	-0.5	0.8	0.15	-1582.1	-791.05
D	1	1217	+0.8	-0.3	0.15	1338.7	791.05
E	1	1217	-0.3	0.8	0.15	-1338.7	-547.65
F	1	1271	-2.043	0.8	0.15	-3613.45	-2787.30
G	1	1271	-0.3	0.8	0.15	-1398.11	-571.95
H	1	1271	-0.665	0.8	0.15	-1862.01	-1035.865
I	1	1271	-0.565	0.8	0.15	-1734.90	-908.765

#### 2.5.3.4.2 Vent perpendiculaire au long-pan (sensV2)

- **Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$**

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ Si } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(A) \text{ si } 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ Si } S \geq 10m^2$$

- **Paroi verticale :**

$$b = 36m, d = 30m, h = 5.65m$$



$e = \min [30 ; 2 \times 5.65] = 11.3 \text{ m}$

$d > e$ , donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit :

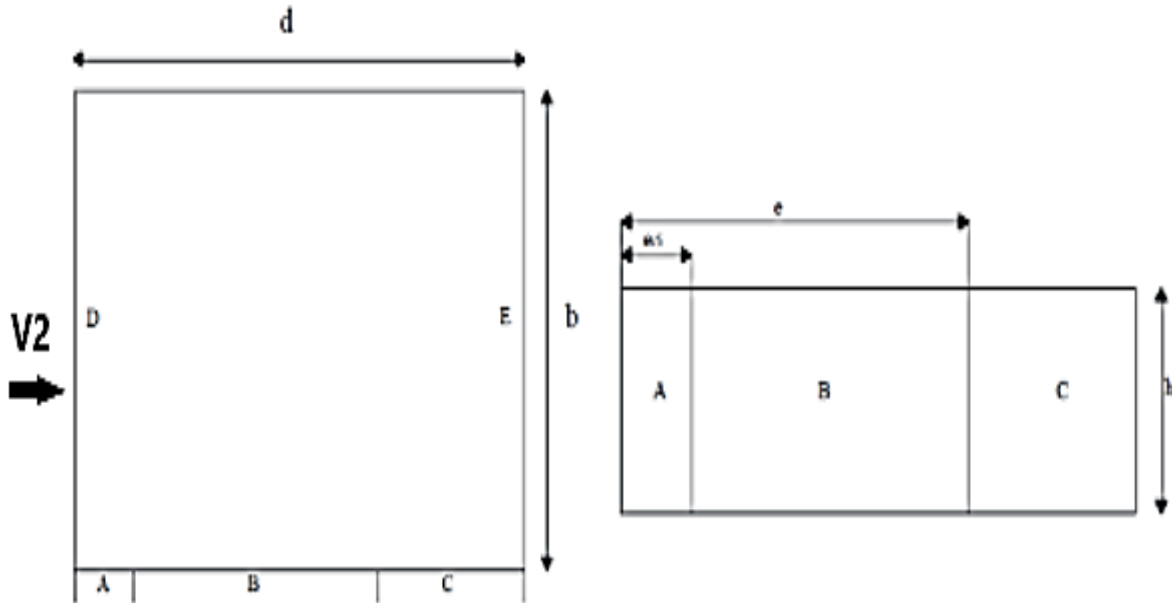


Figure 33. Répartition des surfaces du vent sur le long-pan

Valeurs de  $C_{pe}$  pour chaque zone de notre structure

Tableau 21. Valeur de  $C_{pe}$  selon chaque zone

Zone	A		B		C		D		E	
Dimensions	$\frac{e}{5}$	h	$e - \frac{e}{5}$	h	d-e	h	b	h	b	h
	2.26	5.65	9.04	5.65	18.7	5.65	36	5.65	36	5.65
Surface	12.769		51.076		105.65		203.4		203.4	
$C_{pe}$	-1		-0.8		-0.5		0.8		-0.3	

On remarque que toute la surface supérieure a  $10m^2$ , donc  $C_{pe} = C_{pe, 10}$  pour chaque zone. Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on a déterminé les valeurs de  $C_{pe}$  correspondent

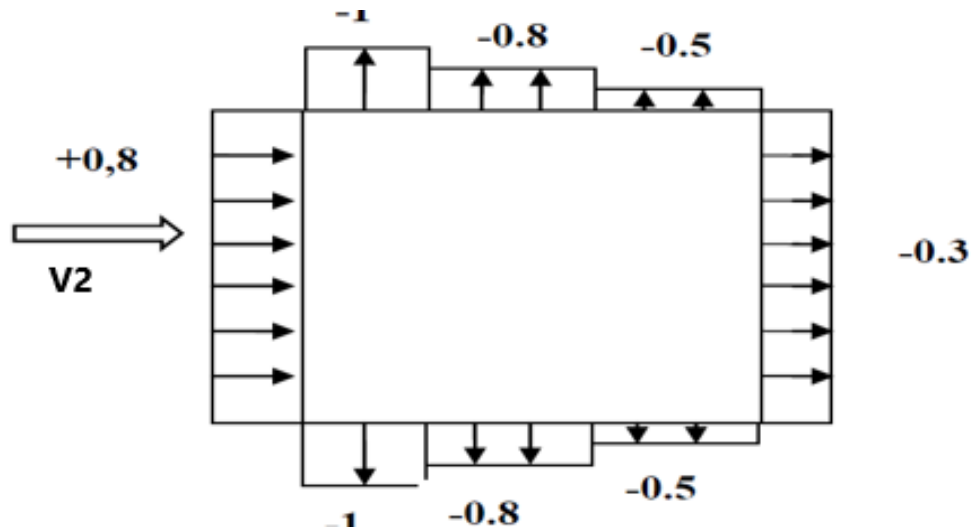


Figure 34. Légende pour les parois verticales

- Toiture

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de **Cpe** des toitures à deux versants ou la direction de vent  $\theta = 0^\circ$  pour le versant 1, **Cpe** = -1.0 pour les versants 2 et 3, Cpe = -0.6 pour le versant 4. [§5.1.8.2-RNV/2013]

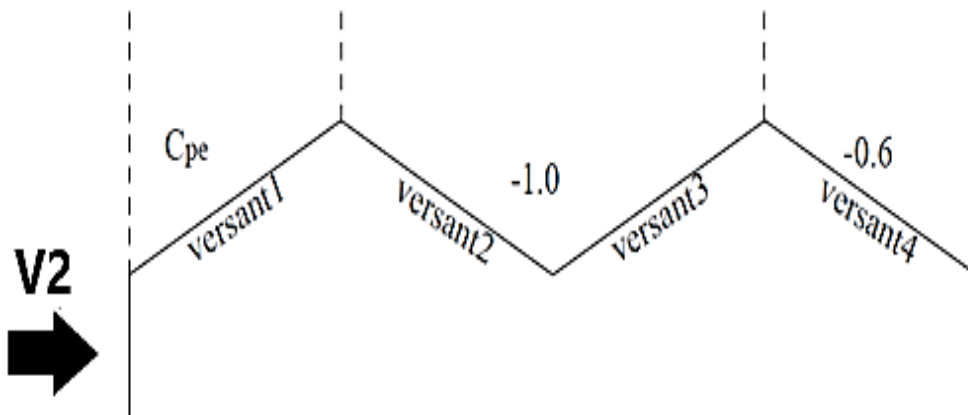


Figure 35 . Légende pour la toiture a versant multiples

On a :  $\theta = 0^\circ$  ;  $\alpha = 8.5^\circ$  ;  $b = 36 \text{ m}$  ;  $d = 30 \text{ m}$  ;  $H = 6.77 \text{ m}$

$$e = \min(b ; 2 * h) = \min(36 ; 2 * 6.77) = 13.54 \text{ m}$$

**d > e**

Dans ce cas le premier versant sera subdivisé en trois zone F, G et H comme suit :

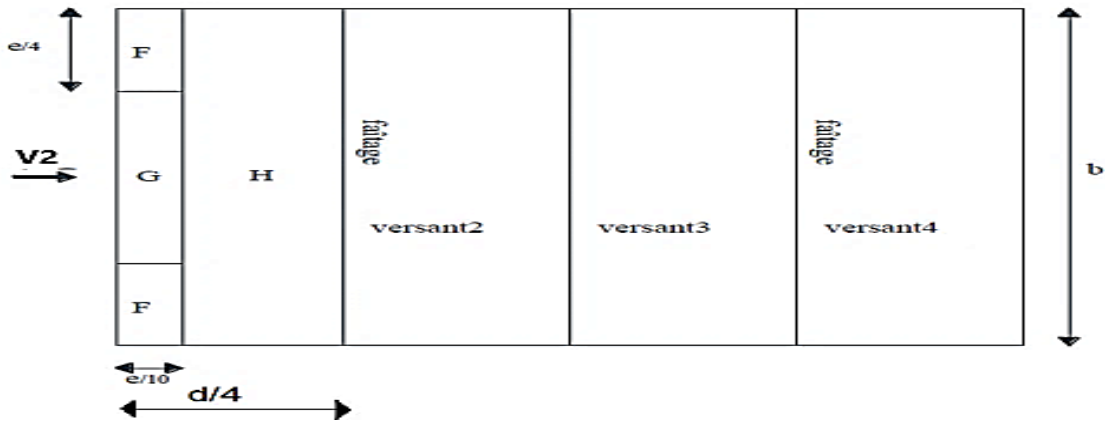


Figure 36. La répartition des zones sur le long pan V2

Tableau 22. Dimension de chaque zone

Zone	F		G		H	
DIMENSIONS	$\frac{e}{10}$	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{10}$	$b - \frac{2e}{4}$	$\frac{d}{4} - \frac{e}{10}$	b
	1.355	3.38	1.355	29.22	6.145	35

Les surfaces des zones G et H sont supérieures à  $10m^2$  donc  $Cpe1 = Cpe10$

La surface de la zone F est inférieure à  $10m^2$  donc la valeur de  $Cpe$  sera donnée par l'interpolation suivante :

$$Cpe = Cpe1 + (Cpe10 - Cpe1) * \log(S) \text{ de (Article 5.1 RNVA2013)}$$

Puisque  $\theta = 8.5^\circ$ , donc les valeurs de  $Cpe$  sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $Cpe$  ( $5^\circ$ ) et  $Cpe$  ( $15^\circ$ ) par la formule suivante :

(Tableau 5.4 RNVA2013)

$$Cpe(8.5^\circ) = Cpe(5^\circ) + \left(\frac{8.5 - 5}{15 - 5}\right) Cpe(15^\circ) - Cpe(5^\circ)$$

Tableau 23. Les valeurs de  $Cpe$  de chaque zone

Zone	F	G	H	V2	V3	V4
<b>Cpe Dépression</b>	-1.7252	-1.06	-0.495	-1	-1	-0.6
<b>Cpe Surpression</b>	0.07	0.07	0.07	-1	-1	-0.6

- **Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  avec :

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

Donc on site les deux cas les plus défavorables :

- **Cas 1 :** Toutes les ouvertures sont fermées donc la structure est étanche

**$C_{pi} = 0$**

- **Cas 2 :** Toutes les ouvertures sont ouvertes

$\mu_p = 1$  On à :  $\frac{h}{d} = \frac{5.65}{30} = 0.188 < 0.25$  donc

**$C_{pi} = - 0.3$**

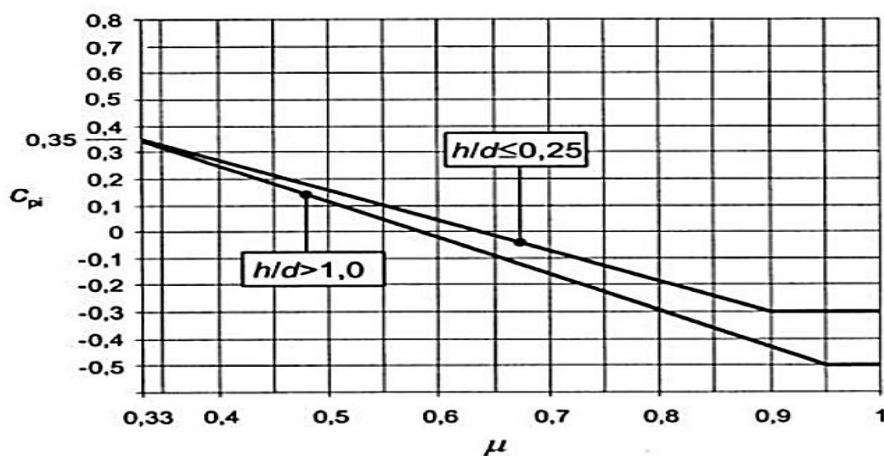
- **Cas 3 :** Toutes les ouvertures face au vent ouvertes et les autres ouvertures sont fermées.

$\mu_p = 0$   **$C_{pi} = +0,8$**

- **Cas 4 :** toutes les ouvertures face au vent sont fermées et les autres ouvertures sont ouvertes(N-S) :

$$\mu_p = \frac{2 * 5 * 3.5}{6 * 3 * 0.8 + 12 * 1.2 * 1.5 + 2 * 5 * 3.5} = 0.5$$

**$C_{pi} = 0.14$**



**Figure 37.** Coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominante

Calcul des différentes pressions sur la structure :

### 1- Parois verticales :

**Tableau 24.** Dépression intérieure sur les parois verticales ( $c_{pi}=-0.3$ ) - Direction V2

Pour $c_{pi}=-0.3$					
	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}\left(\frac{N}{m^2}\right)$	$W_z\left(\frac{N}{m^2}\right)$
<b>A</b>	1	-1	-0.3	1217	-851.9
<b>B</b>	1	-0.8	-0.3	1217	-608.5
<b>C</b>	1	-0.5	-0.3	1217	-243.4
<b>D</b>	1	+0.8	-0.3	1217	+1338.7
<b>E</b>	1	-0.3	-0.3	1217	0

**Tableau 25.** Surpression intérieure sur les parois verticales ( $c_{pi}=0.8$ ) - Direction V2

Pour $c_{pi}=0.8$					
	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}\left(\frac{N}{m^2}\right)$	$W_z\left(\frac{N}{m^2}\right)$
<b>A</b>	1	-1	+0.8	1217	2190.6
<b>B</b>	1	-0.8	+0.8	1217	-1947.2
<b>C</b>	1	-0.5	+0.8	1217	-1582.1
<b>D</b>	1	+0.8	+0.8	1217	0
<b>E</b>	1	-0.3	+0.8	1217	-1338.7

**Tableau 26.** Surpression intérieure sur les parois verticales ( $c_{pi}=0.15$ ) - Direction V2

Pour $c_{pi}=0.15$					
	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}\left(\frac{N}{m^2}\right)$	$W_z\left(\frac{N}{m^2}\right)$
<b>A</b>	1	-1	0.14	1217	-1399.55
<b>B</b>	1	-0.8	0.14	1217	-156.15
<b>C</b>	1	-0.5	0.14	1217	-778.88
<b>D</b>	1	+0.8	0.14	1217	791.05
<b>E</b>	1	-0.3	0.14	1217	-547.65

**2- Toiture :****Tableau 27.** Pressions intérieures sur la toiture ( $C_{pi} = -0.3$ )

	Cd	$Q_{dyn}\left(\frac{N}{m^2}\right)$	Cpe		Cpi	Wz(N/m <sup>2</sup> )	
			Dépression	Surpression		Dep	Surp
<b>F</b>	1	1271	-1.725	0.07	-0.3	-1811.429	420.7
<b>G</b>	1	1271	-1.06	0.07	-0.3	-965.96	420.7
<b>H</b>	1	1271	-0.495	0.07	-0.3	-247.845	420.7
<b>V2</b>	1	1271	-1	0.07	-0.3	-889.7	420.7
<b>V3</b>	1	1271	-1	0.07	-0.3	-889.7	420.7
<b>V4</b>	1	1271	-0.6	0.07	-0.3	-381.3	420.7

**Tableau 28.** Pressions intérieures sur la toiture ( $C_{pi} = 0.8$ )

	Cd	$Q_{dyn}\left(\frac{N}{m^2}\right)$	Cpe		Cpi	Wz(N/m <sup>2</sup> )	
			Dépression	Surpression		Dep	Surp
<b>F</b>	1	1271	-1.725	0.07	+0.8	-3209.529	-927.83
<b>G</b>	1	1271	-1.06	0.07	+0.8	-2360.06	-927.83
<b>H</b>	1	1271	-0.495	0.07	+0.8	-1645.94	-927.83
<b>V2</b>	1	1271	-1	0.07	+0.8	-2287.8	-927.83
<b>V3</b>	1	1271	-1	0.07	+0.8	-2287.8	-927.83
<b>V4</b>	1	1271	-0.6	0.07	+0.8	-1779.4	-927.83

- **Récapitulation des cas les plus défavorables :**

Le tableau qui suit porte les valeurs maximales des pressions les plus défavorables pour le vent perpendiculaire au long-pan dans le sens V2

**Tableau 29.** Le vent perpendiculaire au long-pan dans le sens V2

La zone	Cd	Qdyn (N\m <sup>2</sup> )	Cpe		Cpi		W(Zj) (N\m <sup>2</sup> )	
			depr	surp	Depr	Surp	Depr	Surp
<b>A</b>	1	1217	-1		-0.3	0.8	-851.9	2190.6
<b>B</b>	1	1217	-0.8		-0.3	0.8	-608.5	-1947.2
<b>C</b>	1	1217	-0.5		-0.3	0.8	-243.4	-1582.1
<b>D</b>	1	1217	+0.8		-0.3	0.14	1338.7	791.05
<b>E</b>	1	1217	-0.3		-0.3	0.8	0	-1338.7
<b>F</b>	1	1271	-1.725	0.07	0.8		-3209.52	-927.83
<b>G</b>	1	1271	-1.06	0.07	0.8		-2360.06	-927.83
<b>H</b>	1	1271	-0.495	0.07	0.8		-1645.94	-927.83
<b>V2</b>	1	1271	-1	0.07	0.8		-2287.8	-927.83
<b>V3</b>	1	1271	-1	0.07	0.8		--2287.8	-927.83
<b>V4</b>	1	1271	-0.6	0.07	0.8		-1779.4	-927.83

# CHAPITRE 3

## ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

### 3.1 Introduction

Dans ce chapitre, on va traiter le calcul des éléments résistants (les pannes, les potelets, les lisses de bardage) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements. Ce calcul nous fournira les profilés pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure. Pour mener à bien nos calculs.

### 3.2 Etude des pannes

#### 3.2.1 Les données :

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance **L=6m**.
- On dispose de **5** lignes de pannes sur chaque versant de toiture, ce qui donne un espacement entre chaque panne  $e = 1.54 \text{ m}$
- La pente de chaque versant est  $\alpha = 8.5^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) ...**14.2 kg/m<sup>2</sup>**
- Poids propre d'accessoires de pose.....**5 kg/m<sup>2</sup>**
- Poids propre de la panne (estimé **IPE180**) .....**18.8 kg/ml**
- Les pannes sont en acier **S235**.
- **Fy =235 N/mm<sup>2</sup>** (la limite d'élasticité de l'acier)



### 3.2.2 Principe de dimensionnement :

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle  $\alpha$ , qui est égale à la pente des versants de la toiture. Elles sont en effet soumises à :

- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture appliqué à son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante  $f$  parallèle à l'âme de la panne et une autre composante  $t$  parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent parallèle à l'âme de la panne.
- Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :
  - Aux conditions de résistance (**ELU : flexion + cisaillement**) ;
  - Aux conditions de déversement (**ELU : déversement**) ;
  - Aux conditions de la flèche (**ELS**).

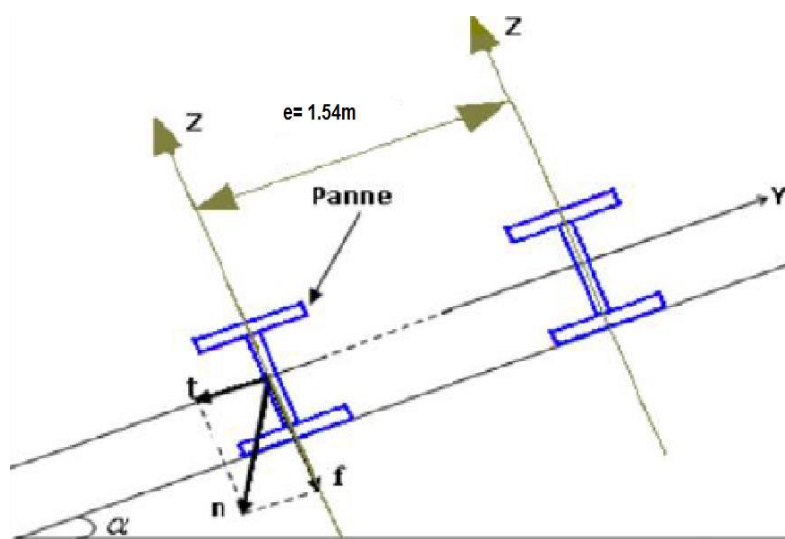


Figure 38. Orientation des charges sur les pannes

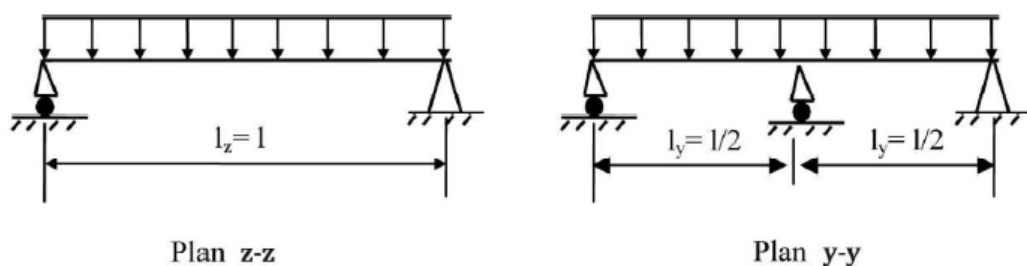
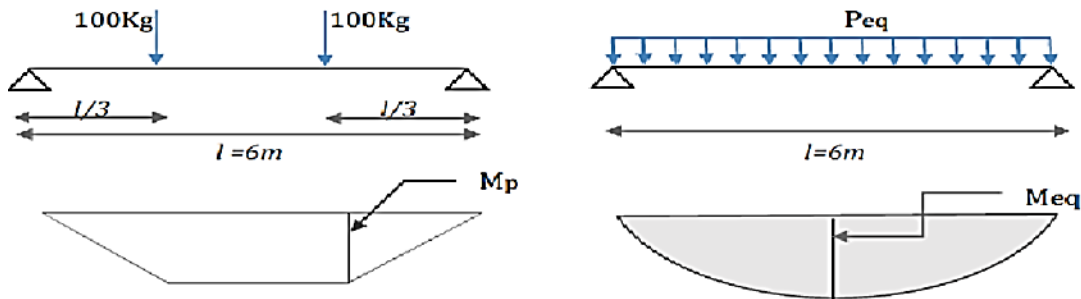


Figure 39. Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

### 3.2.3 Evaluation des charges et surcharges

- **Charges exploitation (Q) :**

On considère dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids de deux ouvriers qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg divisant la panne en trois portées. (Toiture inaccessible).



**Figure 40.** Moment dû à la charge d'entretien

La charge (p) uniformément répartie due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à (p) aux charges ponctuelles (peq)

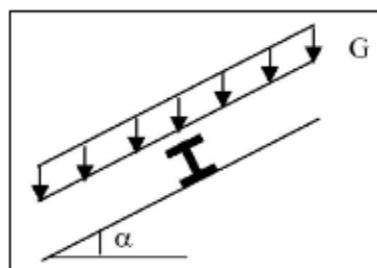
$$Peq = \frac{8 * P}{3 * l} = \frac{8 * 100}{3 * 6} = 44.44 \text{ kg/m}^2$$

- **Les charges permanentes (G)**

Elles comprennent le poids propre de la couverture et accessoires de pose, ainsi que le poids propre des pannes estimé.

$$G = (PCouverture+PAccessoires) \times e + PPanne = G = (14.2 + 5) \times 1.54 + 18.8$$

$$G = 48.36 \text{ kg/ml} = 0.48 \text{ kn/ml}$$



**Figure41.** Schéma statique des charges Permanentes sur les pannes

- **Surcharges du vent (V) :**

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent

(Zone F : vent de soulèvement) donc  $W = W \times e = - 494.26 \text{ kg/m}$

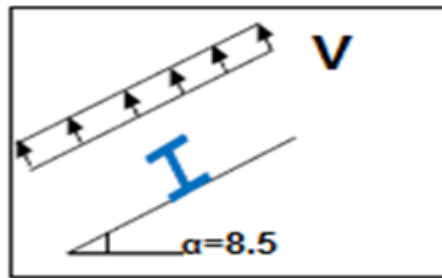


Figure 42. Schéma statique des Surcharges Du vent sur les pannes

- **Surcharges de la neige (N) :**

La surcharge de neige est en fonction de site D'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture

$$S = S \times e = 35.31 \text{ kg/m}$$

**Décomposition des charges :**

Tableau 30. Tableau représentatif des forces selon les 2 directions

Suivant l'axe Z-Z :	Suivant l'axe Y-Y :
$G_z = 47.86 \text{ kg/m}$	$G_y = 7.14 \text{ kg/m}$
$Q_z = 43.95 \text{ kg/m}$	$Q_y = 6.56 \text{ kg/m}$
$W_z = -488.83 \text{ kg/m}$	$W_y = 0 \text{ kg/m}$
$S_z = 34,72 \text{ kg/m}$	$S_y = 5.19 \text{ kg/m}$

### 3.2.4 Les combinaisons d'actions :

#### 3.2.4.1 L'état limite ultime (ELU) :

- **L'axe Z-Z**

$$G_z + 1.5W_z = -685.415 \text{ kg/m}$$

$$1.35G_z + 1.5Q_z = 130.51 \text{ kg/m}$$

$$1,35G_z + 1.5 S_z = 116.65 \text{ kg/m}$$

$$1,35 G_z + 1.35 (W_z + S_z) = -548.47 \text{ kg/m}$$

- **L'axe Y-Y**

$$1.35G_y + 1.5Q_y = 19.50 \text{ kg/m}$$

$$1,35G_y + 1.5 S_y = 17.43 \text{ kg/m}$$

$$1,35 G_y = 9.45 \text{ kg/m}$$

### 3.2.4.2 L'état limite de servies (ELS) :

- **L'axe Z-Z**

$$G_z + W_z = -441 \text{ kg/m}$$

$$G_z + Q_z = 82.55 \text{ kg/m}$$

$$G_z + S_z = 79.58 \text{ kg/m}$$

- **L'axe Y-Y ;**

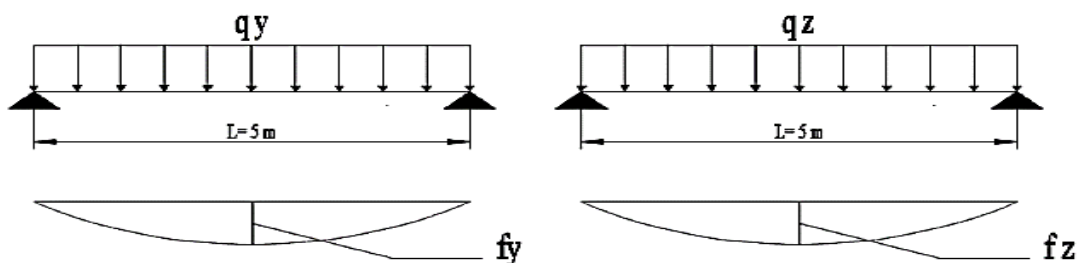
$$G_y + Q_y = 13.71 \text{ kg/m}$$

$$G_y + S_y = 12.33 \text{ kg/m}$$

$$G_y + (W_y + S_y) = 18.91 \text{ kg/m}$$

### 3.2.5 Prédimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS :  $f \leq f_{adm}$



**Figure 43.** Schéma statique de la panne suivant axe Z et Y

On remarque que Le cas le plus défavorable est le cas où le vent agit seul.

$$q_z = -441 \text{ daN/ml. (ELS)}$$

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

$$f_z \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \text{ Où :}$$

$f_{adm}$ : est la flèche admissible

$l$  : est la portée de la panne

$$\text{Avec } fz = \frac{5}{384} \times \frac{qz \cdot l^4}{E \cdot I_y} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 200}{384} \times \frac{qz \cdot l^3}{E}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5 \cdot 200}{384} \times \frac{441 \times 10^4 \times 600^3}{2a} = 1181.25 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés, on opte sur un **IPE180** avec les caractéristiques suivantes :

**Tableau 31.** Caractéristique de L'IPE 180

IPE	$I_y$ ( $cm^4$ )	$I_z$ ( $cm^4$ )	Wply ( $cm^3$ )	Wpl,z ( $cm^3$ )	Avz ( $cm^2$ )	Avy ( $cm^2$ )	$I_w$ ( $cm^6$ )	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm
180	1317	100.9	166.4	34.6	11.25	12.65	7.43x103	180	91	5.3	8	9	146

### 3.2.5.1 Condition de la flèche :

- **Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :**

$$fz = \frac{5}{384} \times \frac{qz \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 2.70 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

La condition de la flèche suivant l'axe z-z est vérifiée

- **Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y**

$$fy = \frac{5}{384} \times \frac{qz \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 0,61 \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

La condition de la flèche suivant l'axe y-y est vérifiée

- **Détermination de la classe de profilé IPE180 :**

– **Ame**

$$d/tw = 146/5.5 = 26.54 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\text{Et : } \varepsilon = W_{235}/f_y = W_{235}/235 = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

– **Semelle**

$$C/tf = (b/2)/tf = 45.5/8 = 5,68 \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{Section de classe 01.}$$

### 3.2.5.2 Vérification des contraintes

- **Vérification à la flexion :**

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

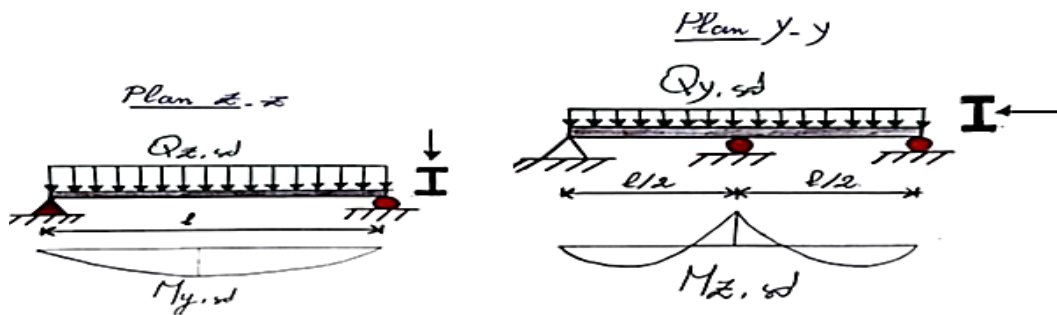
$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour un profilé laminé en **classes I** donc :

$$\alpha = 1 ; \beta = 2$$

Avec :

- **$M_{y,sd}$** : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge  $Q_{z,sd}$ .
- **$M_{z,sd}$** : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge  $Q_{y,sd}$ .
- **$M_{ply,Rd}$** : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.
- **$M_{plz,Rd}$** : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.
- **$Q_{y,}$** : Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme
- **$W_{pl,y}$** : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.
- **$W_{pl,z}$** : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.



**Figure 44.** La répartition des charges sur les pannes suivant axe Z et Y.

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times L^2}{8} = 30.84 \text{ KN.M}$$

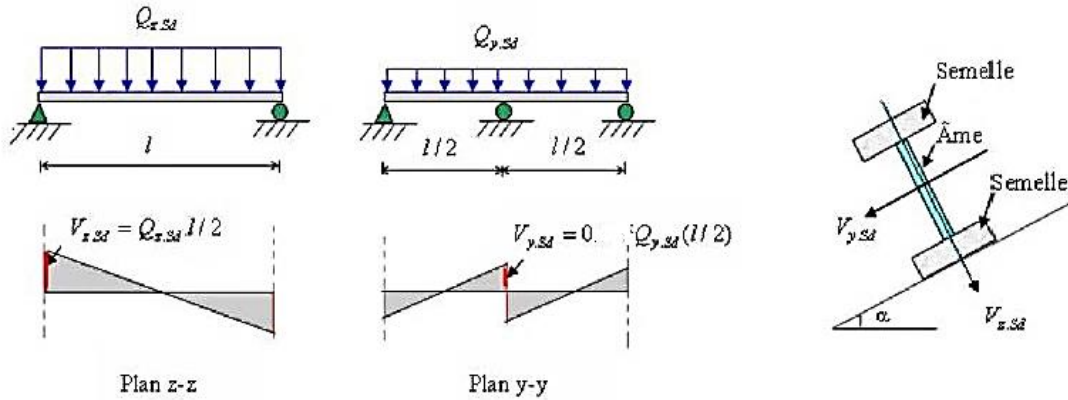
$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = 0.106 \text{ KN.M}$$

$$M_{pl,y, Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 35.55 \text{ KN.M}$$

$$M_{pl,z, Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 7.39 \text{ KN.M}$$

$$\left[ \frac{30.84}{35.55} \right] + \left[ \frac{0.106}{7.39} \right] = 0.881 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**



**Figure 45.** Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes (**Eurocode 03, p158**) :

$$\begin{cases} V_{z, sd} \leq V_{plz, rd} \\ V_{y, sd} \leq V_{ply, rd} \end{cases}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times L}{2} = 20.56 \text{ KN}$$

$$V_{y, sd} = 0.625 Q_{y, sd} \cdot (l/2) = 17.71 \text{ KN}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 138.76 \text{ KN}$$

$$V_{ply, Rd} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 156.02 \text{ KN}$$

Avec :

**Vy.sd** : Effort tranchant dans le plan des semelles.

**Vz.sd** : Effort tranchant dans le plan de l'âme.

**Vply.Rd** : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

**Vplz.Rd** : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

**Avz et Avy** : Aire de cisaillement (profilé IPE160) en  $\text{cm}^2$

**$\gamma_{M0}$** : facteur de résistance en section ( $\gamma_{M0} = 1.1$ )

**fy**: limite d'élasticité d'acier ( $f_y = 2350 \text{ dan/cm}^2$ )

$$\begin{cases} V_{z, sd} = 20.56 \text{ KN} \leq V_{plz, Rd} = 138.76 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifier} \\ V_{y, sd} = 17.71 \text{ KN} \leq V_{ply, Rd} = 156.03 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifier} \end{cases}$$

- **Vérification du déversement :**

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se

dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement.

- Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'effet des charges verticales descendantes n'est pas susceptible de flamber car elle est fixée à la toiture.

- Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent ascendant risque de se déverser car elle est libre tout au long de sa portée.

L'Eurocode 3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \right]^1 + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^1 \leq 1$$

Avec :

$$M_{z,sd} = 0.106 \text{ KN.M}$$

$$M_{pl,rd} = 7.39 \text{ KN.M}$$

$$M_{y,sd} = 30.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = \text{Le moment résistant de déversement } M_{b,rd} = \chi_{LT} \times B_w \times M_{ply,Rd}$$

▪ **Définition des paramètres :**

- $\chi_{LT}$ : c'est le coefficient de réduction pour le déversement, qui en fonction de l'élançement réduite  $\frac{1}{\phi_{lt} + (\phi_{lt}^2 + \lambda_{LT}^2)^{0,5}}$

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

- $\lambda_{LT}$  : coefficient d'imperfection  $\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{c_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l}{i_z} \frac{1}{h} \right)^2 \right]^{0,125}}}$

- $\alpha_{LT}$ . La valeur est donnée à partir du tableau des coefficients de flambement (EC3 partie 1-1), ( $\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés).

- $\bar{\lambda}_{lt}$  : c'est l'élançement de déversement  $\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \sqrt{B_w}$ ,  $\lambda_1$



$$- \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon$$

La classe du profile est de classe 1 :  $\Rightarrow \beta_w=1$

Les valeurs sont regroupées dans le tableau suivant

**Tableau 32.** Les paramètres pour le calcul du coefficient de réduction

$\lambda_1$	$\lambda_{LT}$	$\bar{\lambda}_{lt}$	$\phi_{lt}$	$\chi_{LT}$
93.9	156.85	1.67	2.05	0.31

Donc :

$M_{b,rd} = 11.02 \text{ kn.m} > M_{y,sd} = 30.84 \text{ KN.m} \Rightarrow$  pas vérifier

$$\left[ \frac{30,84}{11,02} \right]^\alpha + \left[ \frac{0,106}{7,39} \right]^\beta = 2,81 > 1 \text{ Condition non vérifier}$$

### **La solution :**

On réduit la longueur de maintien latéral de déversement ( $L=600/2=300\text{cm}$ )

**Tableau 33.** Les paramètres pour le calcul du coefficient de réduction ( $L=3\text{m}$ )

$\lambda_1$	$\lambda_{LT}$	$\bar{\lambda}_{lt}$	$\phi_{lt}$	$\chi_{LT}$
93.9	103.53	1.10	1.20	0.59
<b><math>M_{b,rd} \text{ (kn.m)}</math></b>	43.601			

Vérification de la condition de déversement

$0.73 < 1$  **condition vérifiée**

La stabilité au déversement de la panne est vérifiée, on adopte un **IPE 180**

### **3.3 Les liernes**

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

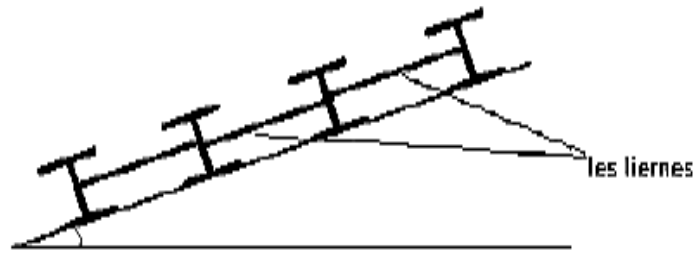


Figure 46. Coupe transversale des liernes

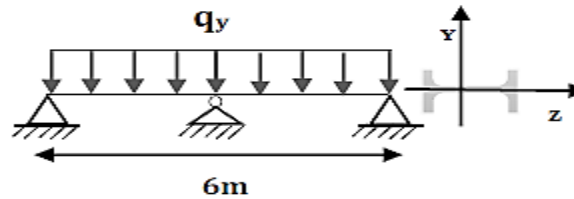


Figure 47. Schéma statique des liernes

### Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité

- **La Réaction R au niveau du lierne :**

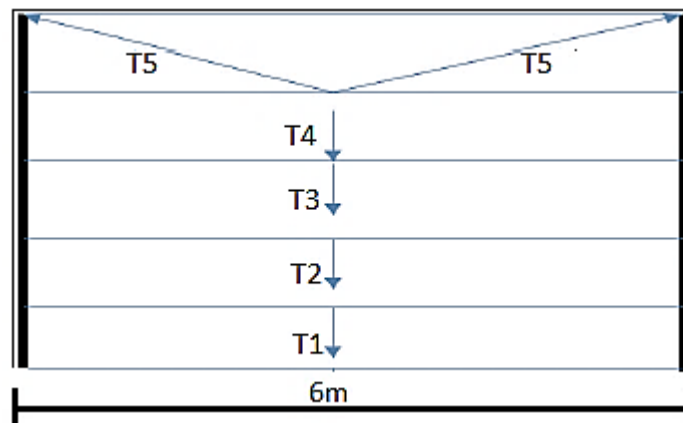


Figure 48. Schème statique des liernes sur les pannes

$$G_y = 7.68 \text{ kn/m}^2$$

$$q_{y1} = 1,35 G = 1,35 * 7.68 = \frac{10.36 \text{ daN}}{m}$$

$$q_{y2} = 1,35 G + 1.5 S_y = 18.5 \frac{\text{daN}}{m}$$

$$R = 1,25 * q_y * \frac{L}{2} = 1,25 * 18.15 * \frac{6}{2} = 0.68 \text{ KN}$$

$$T_1 = \frac{Rc}{2} = 0.34 \text{ KN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 1.02 \text{ KN}$$

$$T3 = R + T2 = 1.7 \text{ KN}$$

$$T4 = R + T3 = 2.38 \text{ KN}$$

$$\theta = \text{Arctan} \frac{1.54}{3} = 27.17^\circ$$

$$T5 = \frac{T4 + R}{2 \sin \theta} = 3.35 \text{ KN}$$

- **La résistance plastique :**

$$N_{sd} \leq \frac{A * F_y}{\gamma_{m1}}, N_{sd} = T5$$

$$A \geq \frac{T5 * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{3.35 * 1.1 * 10^3}{235} = 15.68 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi * D^4}{4} = 15.68 \text{ mm}^2 \mapsto D \geq \sqrt[4]{\frac{15.68 * 4}{\pi}} = 4.46 \text{ mm}$$

On utilisera donc des liernes de diamètre  $d=6\text{mm}$ .

### 3.4 Calcul de l'échantignole :

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses. Elle est réalisée au moyen d'un plat plié ; elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant versant.

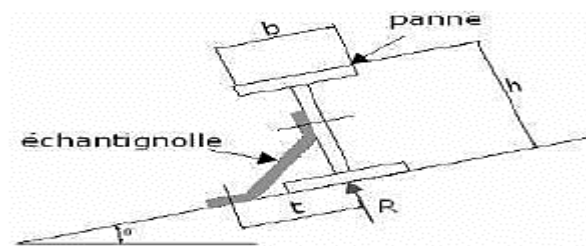


Figure 49. Disposition de l'échantignole.

#### 3.4.1 L'excentrement (t) :

On a adopté un IPE 180 :  $b = 9,1 \text{ cm}$  et  $h = 18 \text{ cm}$

$$9,1 \text{ cm} \leq t \leq 13,65 \text{ cm}$$

Soit :  $t = 12 \text{ cm}$

### 3.4.2 Combinaison d'action :

- Effort de soulèvement :

$$G = 0,4486 \text{ KN/m} \quad W = -4,88 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uz} = G_z + 1.5 W_z$$

$$Q_{uz} = -6.85 \text{ KN}$$

- Effort suivant rampant

$$G_y = 0.067 \text{ KN/m} \quad W_y = 0$$

$$Q_{uy} = 1,35 G_y + 1.5 w_y$$

$$Q_{uy} = 0.0905 \text{ KN/m}$$

### 3.4.3 Calcul des réactions :

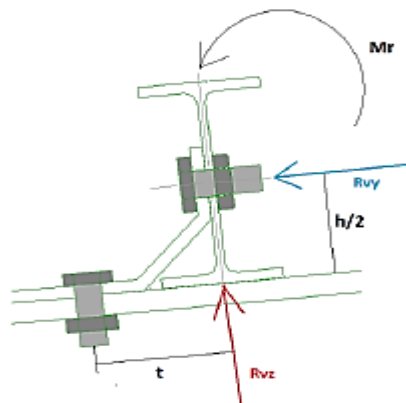


Figure 50. Schéma statique de l'échantignolle

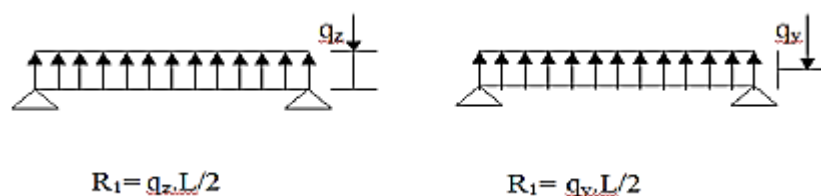


Figure 51. Schéma statique des charges appliquées

- Échantignolle de rive

$$R_z = Q_{uz}.L/2 = 20.55 \text{ KN}$$

$$R_y = Q_{uy}.L/2 = 0.289 \text{ KN}$$

- Échantignolle intermédiaire

$$R'_z = 2R_z = 41.12 \text{ KN}$$

$$R'_y = 2R_y = 0.599 \text{ KN}$$

### 3.4.4 Calcul du moment de renversement :

L'effort **R** risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement  $M_r$  ne dépasse pas le moment de pliage **M<sub>pliage</sub>**.  $M_r \leq M_{\text{pliage}}$

$$M_r = (R_z \cdot t) + (R_y \cdot h/2) \quad M_r = 498.7 \text{ Dan.m}$$

### 3.4.5 Calcul de l'épaisseur :

$$M_{sd} \leq M_{el,Rd}$$

$$M_{sd} = M_R \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} * f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R * \gamma_{M_0}}{f_y}$$

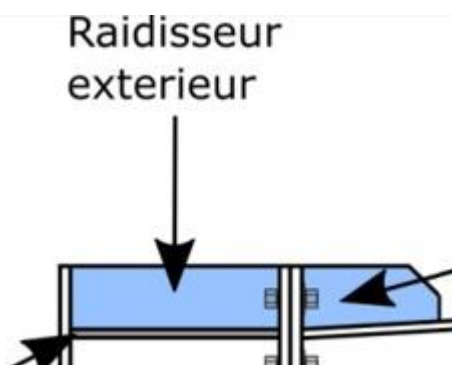
$$W_{el} \geq 23.26 \text{ cm}^3 \mapsto W_{el} = \frac{b \cdot e^3}{6}$$

$$E \geq \sqrt{\frac{6W_{el}}{b}} = \sqrt{6 \times \frac{23.26}{20}}$$

La largeur de l'échantignolle « b » est calculée après avoir dimensionné la traverse.

On prend  $b = 20 \text{ cm}$  pour IPE 500 avec  $e = 2.64 \text{ cm}$

On voit bien que l'épaisseur de l'échantignolle elle est importante, dans la pratique est préférable d'utiliser une épaisseur moins que 16mm pour faciliter le pliage de la tôle de l'échantignolle à froid. La solution est de mettre un raidisseur pour renforcer l'échantignolle et diminuer leur épaisseur jusqu'à 10mm.



### 3.5 Les lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés.

Elles sont portées par les poteaux de portique ou par les Potelets intermédiaires,

- **Les charges appliquées sur la lisse par mètre linéaire :**

$G = 14.2 \text{ daN m}^2$  Poids propre de panneau sandwich

D'où :  $G = 11.31 \times e = 20.6 \text{ daN ml}$

$W = -219.06 \text{ daN/m}^2$  Charge de vent

D'où :  $W = 307.44 \text{ daN ml}$  Avec  $e = 1.45 \text{ m}$

Poids des accessoires :  $5 \text{ Kg/m}^3$

Poids des lisses :  $G = (P_{\text{panneau}} + P_{\text{acc}} + P_{\text{isolation}}) * 1.45 + P_{\text{lisses}}$

$$G = (14.2 + 5 + 5) * 1.45 + 17 = 50.88 \text{ KG/m}$$

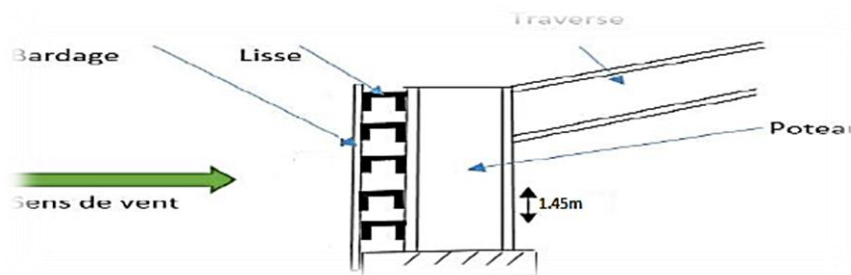


Figure 52. Disposition des lisses de bardage en long pan

#### 3.5.1 Les combinaisons de charge à L'ELU et L'ELS :

- ELU :

$$q_y = 1.35G = 1.35 * 50.88 = 68.68 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = 1.5 w = 1.5 * 307.44 = 461.16 \text{ daN/ml}$$

- ELS :

$$q_y = G = 53.58 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = w = 307.44 \text{ daN/ml}$$

#### 3.5.2 Pré dimensionnement des lisses :

- **Condition de flèche :**

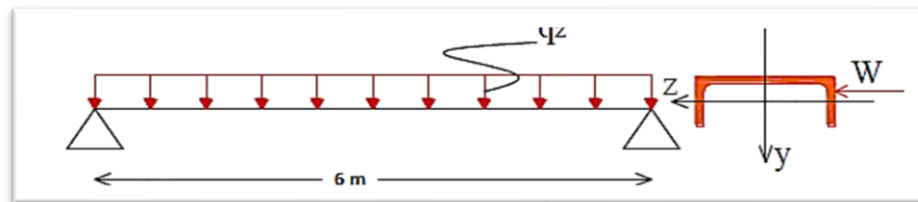
$$Fz \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad fz = \frac{5 qz l^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 600^3 * 3.0744 * 10^{-2}}{384 * 21000} = 823.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour un UAP175,  $I_y = 1269.9 \text{ cm}^2$

**Tableau 34.** Caractéristiques de l'UAP175

UAP	$I_y$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_z$ ( $\text{cm}^4$ )	$W_{plz}$ ( $\text{cm}^3$ )	$W_{ply}$ ( $\text{cm}^3$ )	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	Tf (mm)	A ( $\text{cm}^2$ )	G ( $\frac{\text{Kg}}{\text{ml}}$ )	D
175	1269.9	126.36	47.62	171.47	175.7	70	7.5	10.8	27.06	21.24	13 2



**Figure 53.** Schéma statique de la lisse de bardage en long pan

- **Condition de résistance :**

- Détermination de la classe de profilé :

Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \left( \frac{\frac{b}{2}}{t_f} \right) \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{35}{10.8} = 3.24 < 10 \Rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

→ La semelle est de classe I

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \Rightarrow \frac{132}{7.56} = 17.6 \leq 72$$

→ L'âme est de classe I

Donc la section de profilé est de classe I

**a. Vérification à la flexion bi axiale :**

On doit vérifier la condition de la flexion bi-axiale avec un calcul plastique.

$$\left[ \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^\beta \quad \text{Avec } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 1 \text{ pour les sections de classe 1}$$

Calcul des moments résistants plastiques pour les deux axes z-z' et y-y'.

$$M_{y.sd} = \frac{(qz * l^2)}{8} = 20.75 \text{ Kn.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{qz * l^2}{8} = 0.77 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = 40.29 \text{ kn.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma_{m0}} = 11.19 \text{ kn.m}$$

$$\left( \frac{20.75}{40.29} \right)^2 + \left( \frac{0.77}{11.19} \right)^1 = 0.33 < 1 \Rightarrow \text{verifier}$$

Donc la section de l'UAP 175 est vérifiée.

### b. Vérification au cisaillement

$$V_{sd.z} \leq V_{plz.rd} = \frac{AV_z f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{13.97 * 23.5}{1 * \sqrt{3}} = 189.54 \text{ Kn}$$

$$V_{sd.y} \leq V_{ply.rd} = \frac{AV_y f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{15.05 * 23.5}{1 * \sqrt{3}} = 204.19 \text{ Kn}$$

$$\text{D'où } V_{sd.z} = \frac{qz * l}{2} = 13.083 \text{ Kn} < V_{plz.rd} = 189.54 \text{ Kn}$$

$$V_{sd.y} = \frac{qy * l}{2} = 20.61 \text{ KN} < V_{ply.rd} = 204.19 \text{ kn}$$

La résistance des lisses au cisaillement est vérifiée

### c. Vérification au déversement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{y.sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{M_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$  pour la classe I

$\chi_{lt}$  : Coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_1 = 93.98 = 93.9$$



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

$C_1 = 1.132$  la lisse est bi-articulée à ses extrémités

$$i_z = 6.85 \text{ cm} \quad l = 6 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \lambda_{lt} = 65.72$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} * \beta_w = 0.699 > 0.4$$

$\rightarrow$  y'a un risque de diversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$\text{Ou : } \Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21: \text{profilés laminés}$$

$$\phi_{lt} = 1.041$$

$$\chi_{lt} = 0.55 \rightarrow M_{brd} = 477.63 > M_{ysd} = 30.32 \text{ kn.m}$$

#### d. Vérification a l'els :

##### Selon l'axe z-z

$$f_z = \frac{5 \cdot 3.0744 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 21000 \cdot 1269.9} = 1.94 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \text{ Condition Vérifier}$$

##### Selon l'axe x-x

$$f_z = \frac{5 \cdot 0.53 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 21000 \cdot 126.36} = 3.37 \text{ cm} > 3 \text{ cm} \text{ Condition non vérifier}$$

Donc on utilise des liernes

### 3.5.3 Calcul des liernes

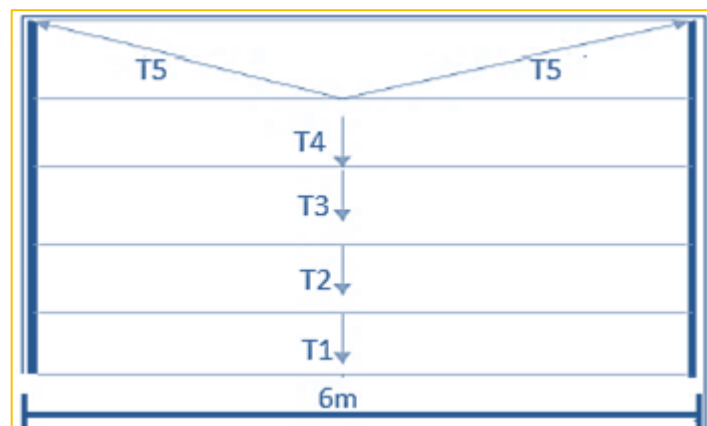


Figure 54. Schéma des liernes sur les lisses de bardages

$$Gy = 0.5088 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 * (1.35Gy) = 0.85 \text{ kN/m}$$

$$R = 1,25 * q_y * \frac{L}{2} = 2.55 \text{ Kn}$$

$$T1 = \frac{R}{2} = 1.275 \text{ KN}$$

$$T2 = R + T1 = 3.825 \text{ KN}$$

$$T3 = R + T2 = 6.375 \text{ KN}$$

$$T4 = R + T3 = 8.92 \text{ KN}$$

$$\theta = \text{Arctan} \theta = \frac{1.45}{3} = 25.79^\circ$$

$$T5 = \frac{T4 + R}{2 \sin \theta} = 11.47 \text{ KN}$$

- **La résistance plastique :**

$$N_{sd} \leq \frac{A * F_y}{\gamma_{m1}}, N_{sd} = T5$$

$$A \geq \frac{T5 * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{11.47 * 1.1 * 10^3}{235} = 53.70 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi * D^4}{4} = 53.70 \text{ mm}^2 \mapsto D \geq \sqrt{\frac{53.70 * 4}{\pi}} = 8.27 \text{ mm}$$

On utilisera donc des liernes de diamètre d= 10 mm.

### 3.6 Les potelets

Les potelets sont des éléments de l'ossature en I ou H qui sont articulés dans les deux extrémités qui sont destinés à rigidifier le bardage. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature de bardage et la hauteur de la construction.

Le potelet travaille :

- A la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et lisse
- A la compression sous l'effet du poids propres, du poids du bardage et lisse

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions  $q_w$  due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé

- Déverser sous les dépressions du au vent

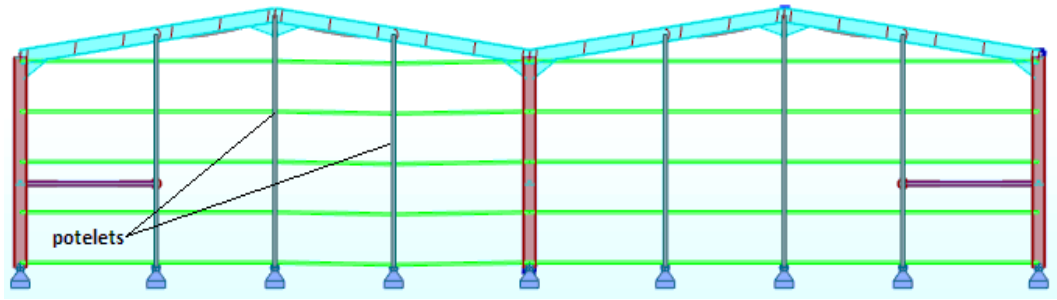


Figure 55. Schéma des potelets

### 3.6.1 Evaluation des charges et surcharges :

- Nombre de lisses supporté par le potelet (n=5)
- La hauteur du potelet (le plus sollicité) L=6.77 m
- Entre axe du potelet e =3.5 m
- Poids propre de panneau sandwich (TR75) .....14.2Kg /m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires d'attaches ..... 5Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse estimé (UAP175) ..... 21.24Kg

#### a. Charges permanents G :

$$G = (\text{Plisse} \times \text{Lisse} \times N_{\text{lisse}}) + (\text{Pbardage} + \text{Paccessoire}) \times \text{Stributaire}$$

$$G = (21.24 \times 6.77 \times 5) + (14.2 + 5) \times (3.5 \times 6.77) = 2401.319 \text{ daN}$$

#### b. Surcharges du vent :

$$W = 133.87 \text{ daN/m}^2$$

$$W = 133.87 \times 3.5 = 468.545 \text{ daN/ml}$$

### 3.6.2 Dimensionnement du potelet :

#### • Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous charges non pondérées : V = 468.545 daN/ml

$$f_y = \frac{5 * w * l^4}{384 * E * I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{200 * 5 * w * l^3}{384 * E} = \frac{1000 * 4.685 * 677^3 * 10^{-2}}{348 * 2.1 * 4}$$

$$I_y \geq 1800.78 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte un **IPE200** avec  $I_y = 1943,2 \text{ cm}^4$

**Tableau 35.** Caractéristique du profilé

IPE	$I_y$ $\text{cm}^4$	$I_z$ $\text{cm}^4$	$W_{plz}$ $\text{cm}^3$	$W_{ply}$ $\text{cm}^3$	$T_f$ Cm	$T_w$ cm	$A$ $\text{cm}^2$	$G$ $\text{kg/m}^2$	$H$ cm	$B$ cm
200	1343.2	142.31	44.6	220.6	0.85	0.56	28.5	22.4	20	10

### 3.6.3 Vérification de la stabilité de potelet

#### a) Vérification de l'effort axial

Les potelets sont sollicités à la flexion due au vent et à la compression due au poids des potelets et de bardage et des lisses. Ils sont assujettis au portique par appuis glissants.

Alors les potelets sont comprimés et fléchis. On vérifie la formule suivante :

$$N_{sd} \leq \min (0.25N_{pl}, R_d ; 0.5 * A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 24.013 = 32.42 \text{ Kn}$$

$$N_{pl, Rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 28.5 * \frac{23.5}{1} = 669.75 \text{ Kn}$$

$$A_w = A - 2b t_f$$

$$0.5 * A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 * (28.5 - 2 * 10 * 0.85) * \frac{23.5}{1} = 135.125 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} \leq \min (637.437 ; 135.125) \Rightarrow N_{sd} = 32.42 \text{ Kn} \leq 135.125 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  conditions vérifier

#### b) Vérification de l'effort tranchant

on utilise la condition suivante :  $V_{sd, \max} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_z * l}{2} = \frac{1.5 * w * l}{2} = \frac{1.5 * 4.685 * 6.77}{2} = 23.79 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = A_{vy} * \frac{f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{18 * 23.5}{\sqrt{3}} = 244.22 \text{ Kn}$$

$\Rightarrow$  la condition au cisaillement est vérifiée

#### c) Verification de la stabilité au flambement flexion

Pour cette vérification on utilise la formule suivante

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * \left(\frac{A * f_y}{\gamma_{m1}}\right)} + \frac{k_y * M_{y_{sd}}}{W_{ply} * \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}}\right)} + \frac{k_z * M_{z_{sd}}}{W_{plz} * \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}}\right)} \leq 1$$

$$M_{y_{sd}} = 1.5 * W * \frac{l^2}{8} = 1.5 * 4.685 * \frac{6.77^2}{8} = 40.26 \text{Kn.m}$$

$$M_{z_{sd}} = 0$$

- **la longueur de flambement**

Autour de l'axe y-y' (dans le plan de l'âme), le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur donc la longueur de flambement  $l_{ky} = 6.77 \text{ m}$

Autour de l'axe faible z-z' (dans le plan perpendiculaire à l'âme), on suppose que le potelet est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage. Il ne pourra flamber que le long des tronçons séparés par les lisses de bardages, donc la longueur de flambement est l'espace entre les lisses  $l_{kz} = 1.45 \text{ m}$

Pour IPE200, les rayons de giration sont :  $i_y = 8.26 \text{ cm}$  ;  $i_z = 2.24 \text{ cm}$

- **Calcul des élancements**

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{677}{8.26} = 81.96$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{145}{2.24} = 64.73$$

- **Calcul des élancements critiques**

Acier S235  $\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right) 0.5 = 1$  Donc  $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9$

- **Classe de la section**

Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{10}{2 * 0.85} = 5.88 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme : (Flexion composée)

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{177.6}{5.6} = 31.71 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

- **Calcul des élancements réduits**

L'IPE 200 est de classe 1  $\mapsto \beta_w = 1$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta w} = 0.87 > 0.2$$

→ il y a un risque de flambement y – y'

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta w} = 0.69 > 0.2$$

→ il y a un risque de flambement z – z'

- **Calcul le coefficient de réduction Xmin**

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2$$

$t_f = 8.5 < 100\text{mm}$  On utilise la formule suivante

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} * \left(\frac{A f_y}{\gamma_{m1}}\right)} + \frac{k_{lt} * M_{y, sd}}{w_{ply} * \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}}\right)}$$

- **Calcul le coefficient de réduction  $\chi_{mi}$**

$$\phi_z = 0,5 [1 + \alpha z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,84$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + \alpha y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,95$$

**Tableau 36.** Courbe de flambement en fonction de facteur d'amplification

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'implification
y-y	A	0,21
z-z	B	0,34

$$X_y = \frac{1}{(\phi_y + \sqrt{\phi_y + \lambda_y^2})} = 0,750$$

$$X_z = \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{\phi_z + \lambda_z^2})} = 0,528$$

$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$  choix de la courbe de flambement d'après **tableau**

### 5.5.3 Eurocode 3 partie 1-1

- **Calcul de  $K_y$**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y * (2\beta M_y - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} * w_{el,y}}{W_{el,y}}\right)$$

$$\mu_y = -2,10 \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y * N_{sd}}{X_y * A * f_y} = 1,19$$

$$\frac{Nsd}{Xz \times \left(\frac{Afy}{m_1}\right)} + \frac{ky \times My, sd}{wply \left(\frac{fy}{m_1}\right)}$$

$$\Rightarrow \frac{3242}{0,528 \times 28,5 \times 2350} + \frac{0,19 \times 4026}{4712,81} = 1,004 \text{ condition vérifiée}$$

#### ▪ Vérification au déversement

$$\frac{Nsd}{Xz \times \frac{Afy}{m_1}} + \frac{ky \times My, sd}{wply \left(\frac{fy}{m_1}\right)}$$

$$klt = 1 - \frac{\mu lt \cdot Nsd}{Xy \cdot A \cdot fy} = 1 < 1,5 ; \text{Ult} = -0,1545$$

#### - Calcul de $\lambda_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{c_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,125}}}$$

$$\lambda_{LT} = 162,88$$

$$\lambda_{lt} = 162,88 / 93,9 = 1,73 > 0,4$$

$\Rightarrow$  (il y a risque de déversement)

$$\phi_{lt} = 1,14, \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Rightarrow \frac{3242}{0,528 \times 28,5 \times 2350} + \frac{4026}{4712,81} = 0,944 < 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On peut conclure que l'**IPE200** convient comme potelet pour notre structure.

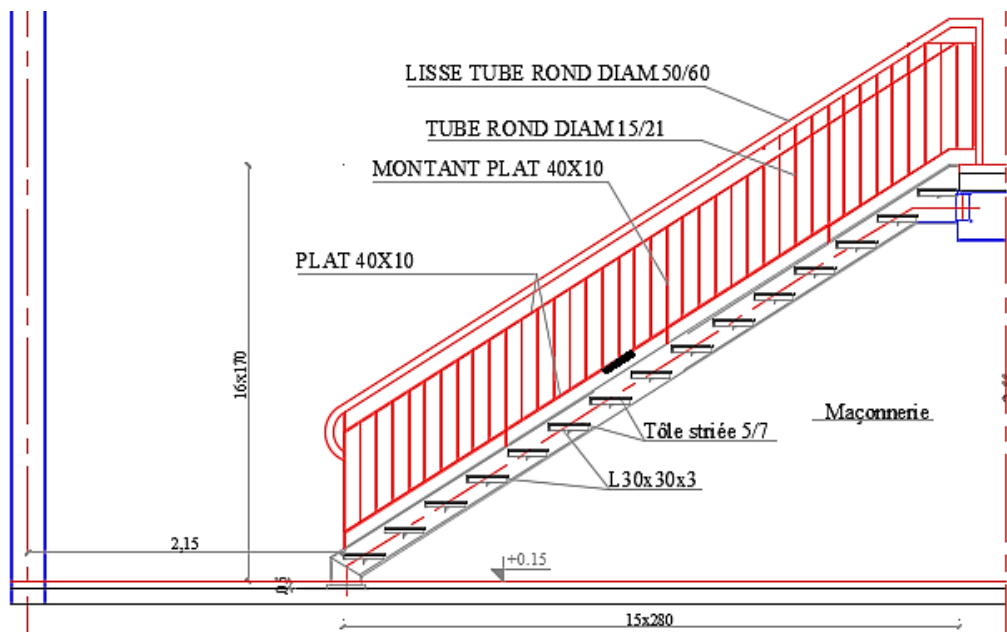
### 3.7 Les escaliers

L'escalier en métal est un escalier pré-usiné, La structure d'acier vient en deux ou trois morceaux qui sont assemblés, par boulons, sur place et elle est ensuite recouverte de marches, de contremarches et de limons.

La préfabrication sur mesure et le calcul informatisé des dimensions assurent aussi une grande Précision et une qualité uniforme du travail. Economie de mains d'œuvres et temps de travail.

On site les différentes composantes d'escalier

- Un palier : dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- Une volée : c'est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Limon : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.
- Giron : c'est la largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contre marches successives.



## DETAIL ESCALIERS

Ech: 1/25

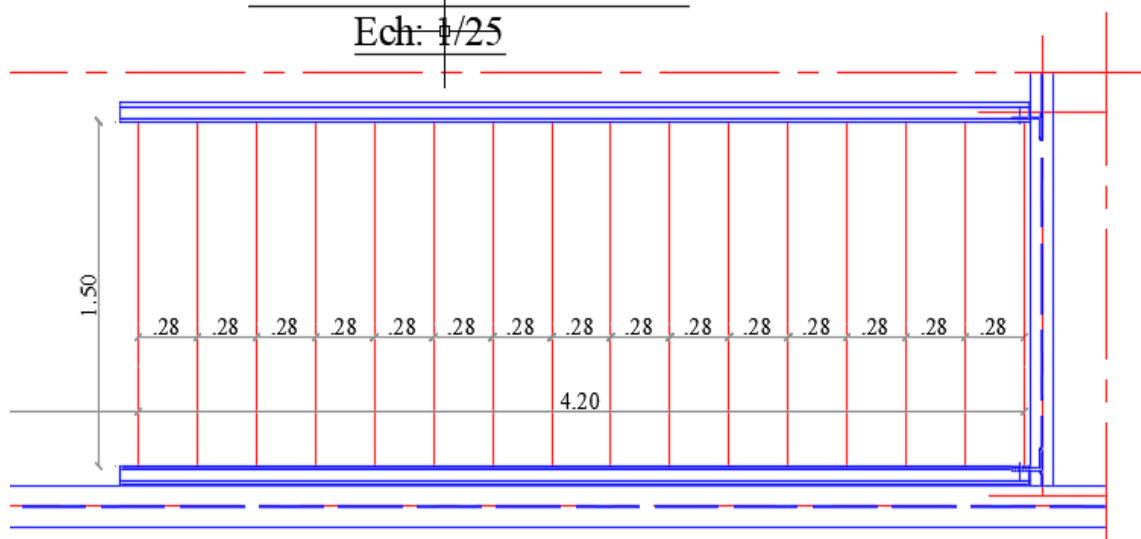


Figure 56. Schéma d'escalier sur auto-cad



### 3.7.1 Choix des dimensions

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLANDEL

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad h = \frac{H}{n}$$

$h$ : Hauteur de la contre marche donné par :  $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

$g$ : Largeur de la marche (giron) donné par :  $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

$n$ : Nombre de contremarches.

$H$ : Hauteur à franchir avec une volée  $H = 2.72\text{m}$

Si on prend  $n = 16 \rightarrow h = \frac{272}{16} = 17\text{cm}$

$$n - 1 = 15 \text{ marches}$$

Application de la règle de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad h = \frac{H}{n}$$

$$60 - 2 * h \leq g \leq 64 - 2 * h$$

$$26\text{cm} \leq g \leq 30 \rightarrow g = 27\text{cm}$$

$$\alpha = \arctan = \frac{2.72}{4.2} = 32.92^\circ$$

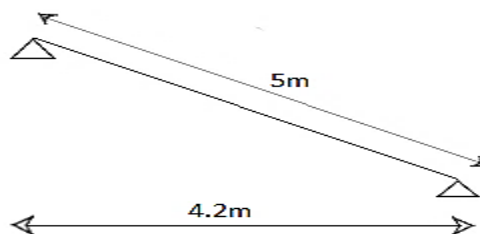


Figure 57. Schéma statique d'escaliers

### 3.7.2 dimensionnement des éléments de l'escalier

#### 3.7.2.1 Dimensionnement de la Cornière

Les cornières sont sollicitées par :

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

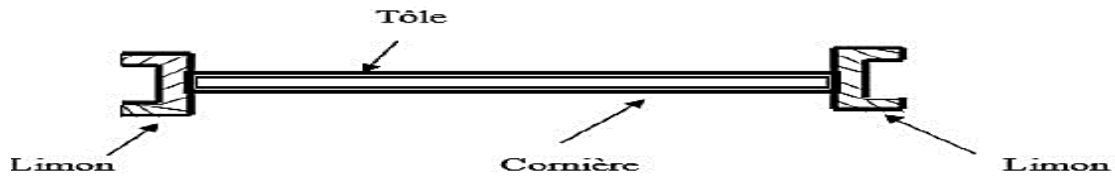


Figure 58. Coupe Transversal de l'escalier

**a. Combinaison de charge :**

- ELU :  $qu = (1.35G + 1.5Q) * \frac{g}{2} = \frac{0.86kn}{m}$
- ELS :  $qs = (G + Q) * \frac{g}{2} = \frac{0.60kn}{m}$

**b. Condition de fleche :**

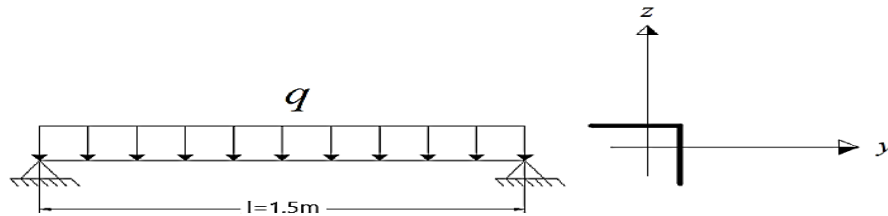


Figure 59. Schéma statique de la cornière

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$\frac{5 * qs * l^4}{384 * E * I_y} \leq \frac{l}{300} \rightarrow I_y \geq \frac{300 * 5 * qs * l^3}{384 * E} = 3.77cm^4$$

↳ Soit une cornière a ailes égale L 40×40×4 avec  $I_y = 4.47cm^4$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1.55cm^3$$

G cornière = 2.18 Kg/m

• **Vérification en tenant compte du poids du profilée**

$$q' = qs + G = 0.624 \frac{KN}{m}$$

$$f = \frac{5 * 0.624 * 150^4 * 10^{-2}}{384 * 21000 * 4.77} = 0.41cm < \frac{150}{300} = 0.5cm \rightarrow \text{verifier}$$

**c. Vérification de la résistance :**

On vérifie que  $M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} < M_{prd} = \frac{W_{ely} * f_y}{\gamma_{m0}}$

$$qu = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1.35 \times G_{corniere})$$

$$qu = 0.929 \frac{kn}{m}$$

$$Msd = \frac{0.929 \times 1.5^2}{8} = 0.26 \text{ kn.m}$$

$$Mprd = \frac{1.55 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 0.36 \text{ Kn.m}$$

$$Msd < Mprd \rightarrow \text{condition verifier}$$

#### d. Vérification au cisaillement :

On verifie la condition  $Vsd < Vplrd$

$$Vsd = qu \times \frac{l}{2} = 0.69 \text{ Kn}$$

$$Avz = 1,04 \cdot h \cdot t = 1,04 \cdot 40 \cdot 5 \cdot 10^{-2} = 2,08 \text{ cm}^2$$

$$Vplrd = \frac{Avz \cdot fy}{\gamma m0 \cdot \sqrt{3}} = 28,22 \text{ KN}$$

$$Vsd < Vplrd \rightarrow \text{condition verifier}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors la cornière L40×40×4 convient comme cornière de Support.

### 3.7.3 Pré dimensionnement du limon

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée

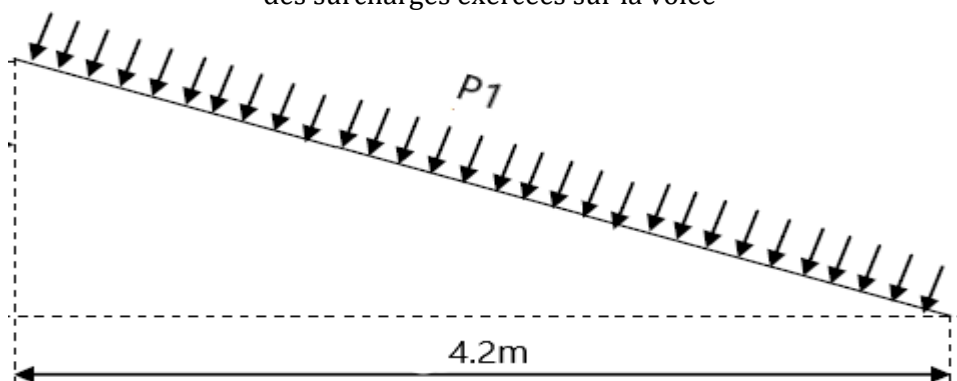


Figure 60. schéma statique de limon

#### A. Evaluation des charges sur le limon :

- **Charge permanentes :**

- Poids estimé du limon (UPN 160) :  $0,188 = 0,188 \text{ KN/m}$ .
- Cornière (L40×40×4) :  $(2 \times 0,0218 \times 16 \times 1,1) / 2 = 0,38 \text{ KN/m}$ .
- Tôle striée d'épaisseur  $e=5\text{mm}$  :  $(0,005 \times 78,5 \times 1,1) / 2 = 0,216 \text{ KN/m}^2$ .
- Garde-corps :  $0,02 \times 78,5 = 1,57 \text{ KN/m}^2$ .
- Charge totale sur le limon :  $G = 0,188 + 0,38 + 0,216 + 1,57 = 2,382 \text{ KN /ml}$
- La longueur d'une marche :  $1,2 \text{ m}$

- **Charges d'exploitation :**

$$Q = (2,5 \times 1,1) / 2 = 1,375 \text{ kN/m}^2$$

La charge revenant au limon est :

$$q_{ser} = 2,354 + 1,375 = 3,73 \text{ kn/m}$$

**B. Condition de flèche :**

Il faut vérifier que  $f_{cal} \leq f_{adm}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow I_y > \frac{250 \times 5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E} = \frac{250 \times 5 \times 3,73 \times 5^3}{384 \times 21000 \times 10^{-2}} = 722,73 \text{ cm}^4.$$

Soit l'UPN 160 est vérifier  $I_y = 925 \text{ cm}^4$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 3,73 \times 5^4}{384 \times 21000 \times 925} = 1,56 \text{ cm} < \frac{5}{250} = 2 \text{ cm}$$

→ vérifier

**C. Vérification à la résistance :**

$G=2,354 \text{ KN}$ .  $Q=1,375 \text{ KN}$ .

$$P_u = (1,35 \times G) + (1,5 \times Q) = 1,35(2,354) + 1,5(1,375)$$

$$P_u = 5,24 \text{ KN/m}.$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions aux appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 26,2 \text{ KN}.$$

$$\sum M/(A, B) = 0 \Rightarrow \{ R_A = 13,1 \text{ KN}, R_B = 13,1 \text{ KN}$$

**D. Calcul des efforts internes :**

$$0 \leq x \leq 5 \text{ m} \begin{cases} MZ = 13.1x - 2,62x^2. \\ Ty = 5.24x - 13.1. \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 0 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} Ty = -13.1 \text{ KN} \\ Mz = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 5 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} Ty = 5.24 \times 5 - 13.1 = 13.1 \text{ KN}. \\ Mz = 13.1 \times 5 - 2,62 \times 5^2 = 0 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$Ty = 0 \Rightarrow x = \frac{13.1}{5.24} = 2,5 \text{ m}.$$

Le moment est maximum est pour  $x=2,5 \text{ m} < 5 \text{ m}$

$$\Rightarrow Mz = 13.1 \times 2,5 - 2,62 \times 2,5^2 = 16,37 \text{ KN.m}$$

$$MRd = Wply \times \frac{fy}{\gamma m0} = 138 \times 10 - 3 \times \frac{235}{1} = 32,43 \text{ KN.m}$$

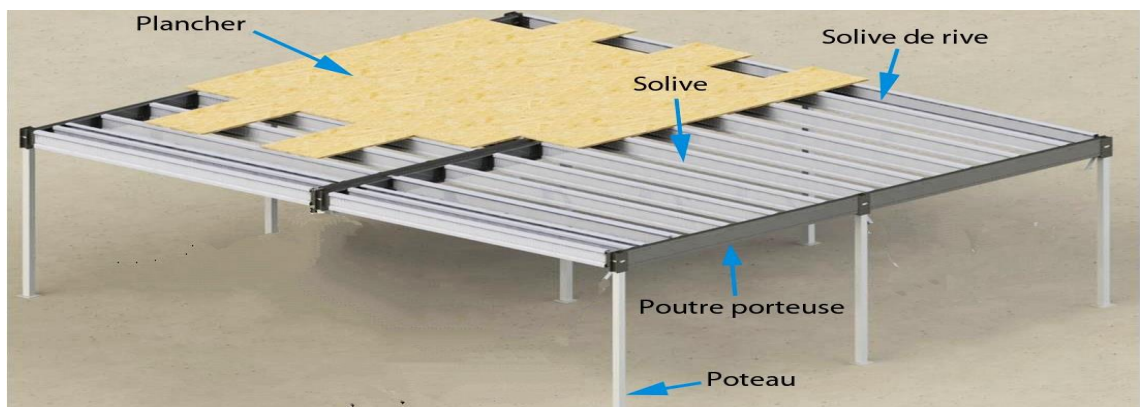
$MRd = 32,43 \text{ KN.m} > MSd = 16.37 \text{ KN.m} \Rightarrow$  condition vérifiée

Les conditions de résistance sont vérifiées, on adopte des limons UPN 160.

**3.8 Dimensionnement du plancher**

Notre plancher à usage bureau est constitué de solives en acier et des planches en bois.

- Dans ce chapitre le calcul se fera avec calcul manuelle et le dimensionnement du bois avec logiciel <robot >



**Figure 61.** Schéma des composants du plancher

### 3.8.1 Méthode de construction (Réalisation) :

Le calcul de plancher se fait en deux phases :

- **Phase de construction** : Les charges de la phase finale sont :
  - Poids propre des panneaux en bois.
  - Surcharge de construction (ouvrier).
- **Phase finale** : Les charges de la phase finale sont :
  - Poids propre des panneaux en bois.
  - Surcharge d'exploitation.
  - Finition (le parquet).

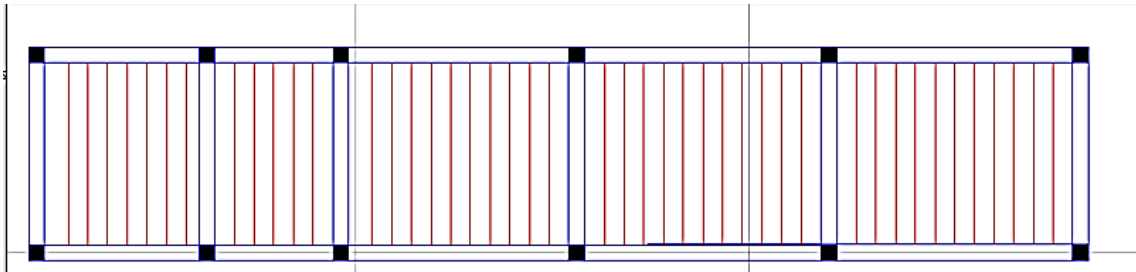


Figure 62. Schéma de la disposition des solives.

### 3.8.2 Dimensionnement de la planche en bois

Calcul avec logiciel (robot)

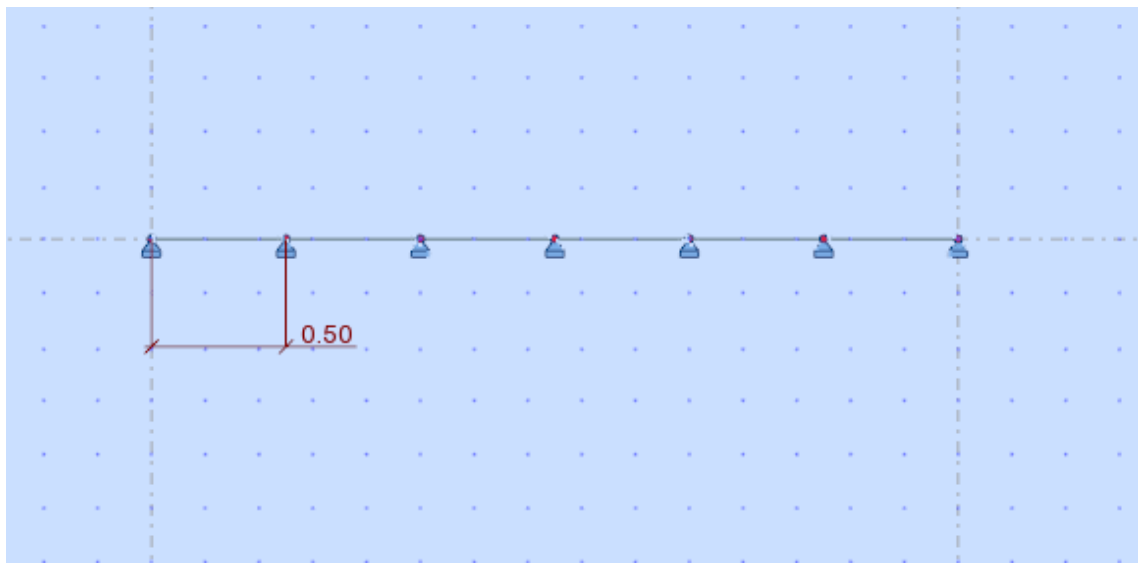


Figure 63. Schémas des distances entre chaque solive sur robot

- **Détail sur la planche en bois dimensionné sur robot :**

## CALCUL DES STRUCTURES BOIS

NORME : **CB71**

TYPE D'ANALYSE : **Vérification des pièces**

FAMILLE :

PIECE : **1 Poutre bois\_1**

POINT : **3**

COORDONNEE : **x = 0.17 L = 0.50**

**m**

-----**CHARGEMENTS :**

*Cas de charge décisif* : **3 EU 1\*1.35+2\*1.50**

MATERIAU :

CB\_RESIN C18

Humidité du bois: **18.00 %**

Variation de l'humidité : **0.00 %**



**PARAMETRES DE LA SECTION : PLANCHE**

ht=3.0 cm

bf=15.0 cm

ea=1.5 cm

es=1.5 cm

Ay=30.00 cm<sup>2</sup>

Iy=33.75 cm<sup>4</sup>

Wely=22.50 cm<sup>3</sup>

Az=30.00 cm<sup>2</sup>

Iz=843.75 cm<sup>4</sup>

Welz=112.50 cm<sup>3</sup>

Ax=45.00 cm<sup>2</sup>

Ix=-7256.25 cm<sup>4</sup>

-----**CONTRAINTES DE CALCUL :**

SigFy = My/Wely

= -0.02/22.50 = -0.73 MPa

-----**CONTRAINTES ADMISSIBLES :**

Sig\_b = 5.00 MPa

SigF\_b = 8.00 MPa

coef.humcom = 0.88

coef.humflex = 0.94

coef.angle = 1.00

coef.haut = 1.80

coef.larg = 1.00



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

-----**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**



en y :



en z :

-----**FORMULES DE VERIFICATION :**

Sig\_adm = Tau\_b\*coef.humcom = 0.90\*0.88 = 0.79 MPa

|SigTz| = | -0.06 | < 0.79 MPa

-----**DEPLACEMENTS LIMITES**

P\_inf = 0.00 % Partie des charges d'exploitation considérée de longue durée



**Flèches**

uy = 0.00e+000 cm < uy max = L/200.00 = 1.50e+000 cm Vérifié

*Cas de charge décisif* : **1 G**

$uz = uz_{ld} * \Theta_z + uz_i = 6.27e-004 * 1.00 + 5.72e-003 = 6.35e-003 \text{ cm} < uz_{max} = L/200.00 = 1.50e+000 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif** :  $1 * 1 + 1 * 2$



**Déplacements** Non analysé

## Profil correct !!!

### 3.8.3 Vérification des solives

#### 3.8.3.1 Phase de réalisation :

Poids propre du bois :  $G_b = 5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrières) :  $Q_{ouv} = 1,00 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaisons de charge**

D'après notre disposition des solives on a l'entraxe esolive = 0.5m

- **ELU** :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) * e_{solive} = (1,35 * 5 + 1,5 * 1) * 0,5 = 4.125 \text{ KN/m}$ .

- **ELS** :  $q_s = (G + Q) * e_{solive} = (5 + 1) * 0,5 = 3 \text{ KN/m}$ .

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

$$f_{cal} \leq f_{ad} \text{ Avec : } f_{ad} = \frac{L}{200}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$I_y > 200 * \frac{5 * 3 * 10^{-2} * 400^3}{384 * E} = 238.09 \text{ cm}^4$$

On a  $I_y > 238.09 \text{ cm}^4$  soit un IPE120 avec  $I_y = 317.80 \text{ cm}^4$

- **Vérification de la condition de résistance :**

On a des profilés en I → section de classe 1.

En prenant compte du poids du profilé

$$q_u = 4.125 + 0,104 * 1,35 = 4.265 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3 + 0,158 = 3.158 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{plrd}$  avec :  $M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8}$

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = M_{sd} = \frac{4.26 * 4^2}{8} = 8.52 \text{ KN.m}$$



$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{60.73 * 23.5}{1.1} = 12.97 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 8.52 \text{ KN.m} < M_{rd} = 12.97 \text{ KN.m}$ . → la condition de résistance est vérifié.

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{qu * l}{2} = 8.52 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m1}} = 77.83 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 8.52 \text{ KN} < V_{plrd} = 77.83$$

→ condition vérifier.

$$V_{sd} = 8.52 \text{ KN} < 0,5 * V_{plrd} = 38.915 \text{ KN}$$

→ condition vérifier

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

Toutes les conditions sont vérifiées.

### 3.8.3.2 Phase finale :

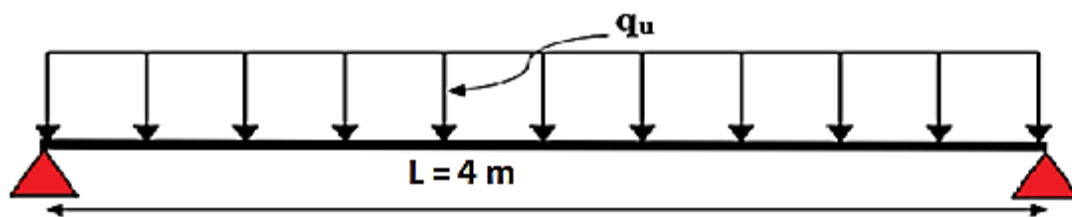


Figure 64. Schéma statique de la solive

- Poids propre du bois :  $G_b = 5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du parquet :  $G_p = 0.1022 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaisons de charge**

$$qu = 5.459 \text{ KN/m}$$

$$qs = 3.905 \text{ KN/m}$$

$$I_y > 200 * \frac{5 * 3.905 * 10^{-2} * 400^3}{384 * E} = 309.920 \text{ cm}^4$$

⇒ on opte pour un IPE120

- **Vérification de la condition de résistance :**

$$M_{sd} = 10.91 \text{ KN.m} < M_{rd} = 12.97 \text{ KN.m.}$$

→ la condition de résistance est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = 10.918 \text{ KN} < V_{plrd} = 77.83 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 10.918 \text{ KN} < 0,5 * V_{plrd} = 38.915 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### 3.8.4 Calcul de la poutre maîtresse

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

#### Caractéristiques du plancher :

- Portée du sommier :  $L = 6 \text{ m}$
- Entre axe des sommiers :  $e_{\text{sommier}} = 4 \text{ m}$
- Entre axe des solives :  $e_{\text{solive}} = 0.5 \text{ m}$
- Charges permanentes du plancher :  $G = 5.10 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la solive :  $G_{\text{solive}} = 0,104 \text{ KN/m}$
- Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} * e_{\text{sommier}} = 0.104 * 4 = 0.416 \text{ Kn}$$

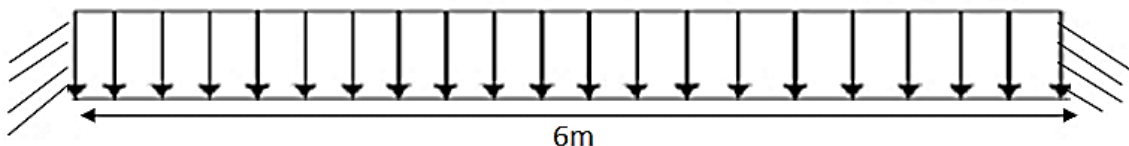


Figure 65. Schéma statique Sommier sous charge répartie

$$q_s = (G_p + Q) * e_{\text{sommier}} + n * \frac{P_{\text{sol}}}{e_{\text{sol}}} = 33.104 \frac{\text{Kn}}{\text{m}}$$

### 3.8.4.1 Dimensionnement de la poutre maitresse

$$f_{cal} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{cal} = \frac{5 * q * l^4}{384 * 21000} \rightarrow I_y \geq \frac{250 * 5 * q * l^3}{384 * 21000} = 11083.92 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE330** avec  $I_y = 11766,9 \text{ cm}^4$

### 3.8.4.2 Résistance de la section au cisaillement :

$$q_u = 1,35(G * L + G_{profile}) + 1,5 * Q * e_{sommier}$$

$$q_u = 56.97 \text{ kn/ml}$$

$$V_{sd} = q_u * \frac{l}{2} = 170.91 \text{ kn} \quad V_{plrd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{3}} = 379.89 \text{ kn}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow \text{verifier}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{plrd} \rightarrow \text{verifier}$$

### 3.8.4.3 Vérification de la résistance

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

$$M_{sd} = q * \frac{l^2}{8} = 170.91 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = W_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 171.82 \text{ kn.m} \rightarrow M_{sd} < M_{plrd} \text{ verifier}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on opte pour **IPE330** pour les poutres maitresses.

# CHAPITRE 4

## MODELISATION ET ETUDE SISMIQUE

### **4.1 Introduction.**

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. Dans notre modélisation on a utilisé le logiciel des éléments finis Robot version 2018.

### **4.2 Modélisation 3D de la structure**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, La modélisation d'une structure consiste à établir un modèle à partir des plans architecturaux (Modèle réel) de la construction, et d'y ajouter les modifications nécessaires pour une approche du meilleur comportement possible et d'une résistance optimale de la structure sous l'action des différentes charges.

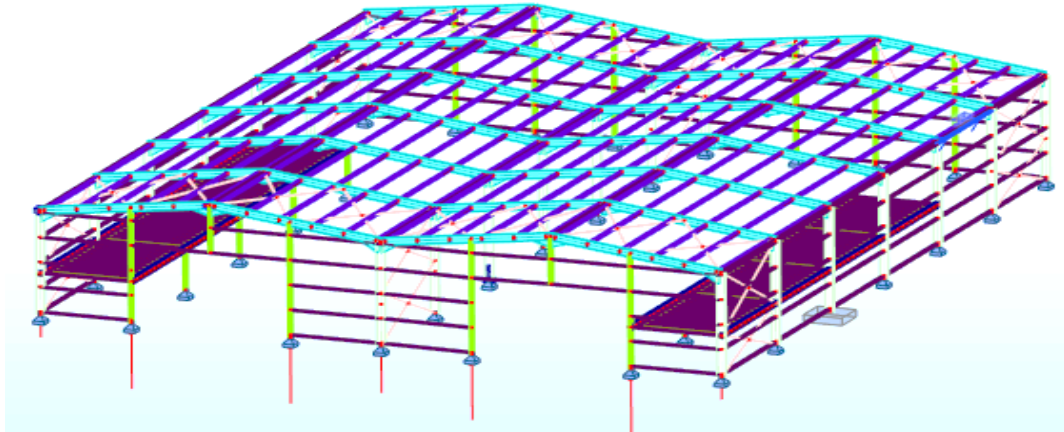


Figure 66. Vue en 3D de la structure.

### 4.3 Pré dimensionnement des éléments principaux

Le prédimensionnement des sections des éléments sera effectué automatiquement par le logiciel robot.

Avant de commencer le processus de pré dimensionnement, il est nécessaire de définir des barres ou des groupes (familles). La vérification de ces barres peut ensuite être effectuée via la boîte de dialogue Calculs.

La procédure de base est la suivante :

1-Cliquez sur le menu **Dimensionnement** ensuite sur **Dimensionnement des barres en acier**.

2-Une boîte de dialogue similaire à celle de dessous (**Définitions**) apparaît, nous permettant de définir des groupes ou des familles.

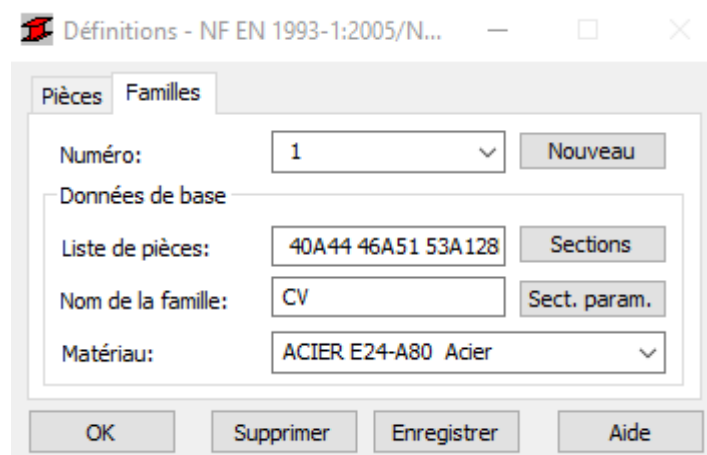
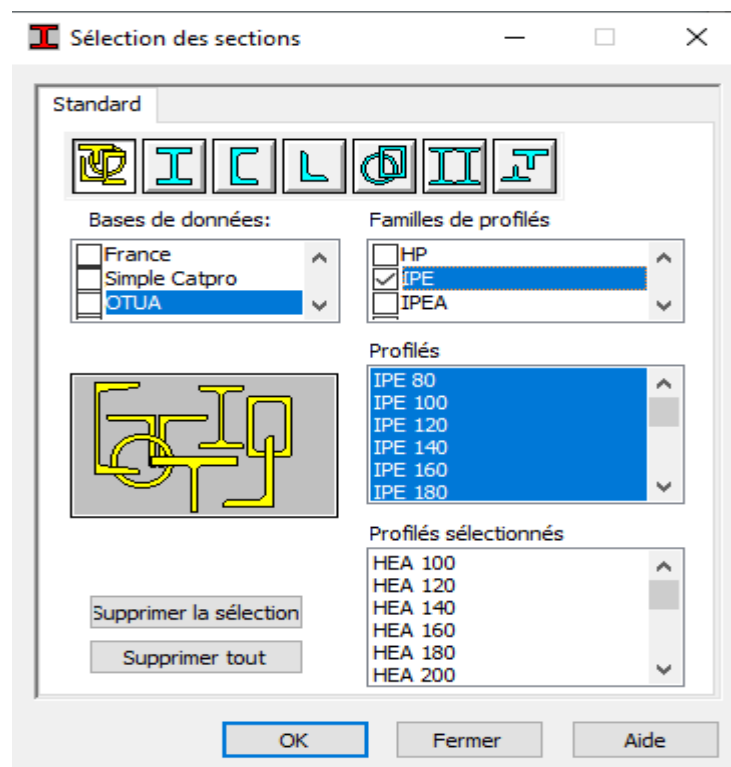



Figure 67. Boîte de dialogue définition

➤ **Onglet famille** : Cet onglet permet de définir des groupes de barres.

- **Numéro** : Sélectionnez un numéro de groupe ou cliquez sur **Nouveau** pour en créer un qui Permet d'ajouter un groupe (famille) à la liste existante.
- **Données de base**
  - **Liste de pièces** : Spécifiez la liste des barres qui appartiennent à un groupe défini.
  - **Nom** : Saisissez le nom du groupe. (poteau ; poutre; poutre.s ;...)
  - **Matériau** : Sélectionnez un matériau pour le groupe de barres (dans notre cas on met acier)
  - **Sections** : Ouvre la boîte de dialogue Sélection des sections qui vous permet de sélectionner les types de sections qui seront utilisés lors des processus de vérification et de dimensionnement.



**Figure 68.** Boite de dialogue sélection des pièces

3-Dans Barre d'outils cliquez sur  une boîte de dialogue apparait, cliquez sur l'onglet **Groupe** choisir liste des groupes nécessaires.

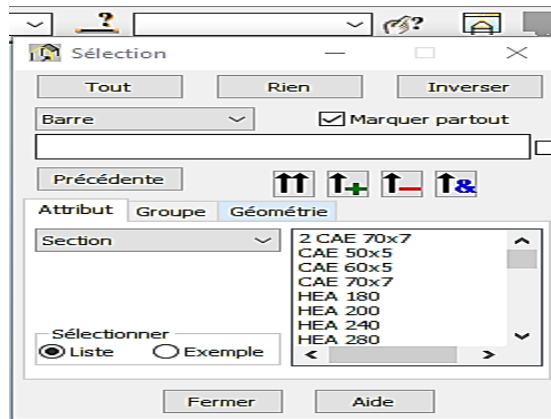


Figure 69. Boite de dialogue sélection

4-Utilisez la boîte de dialogue **Calculs** pour spécifier les options de vérification et les états limites, puis cliquez sur **Calculs**.

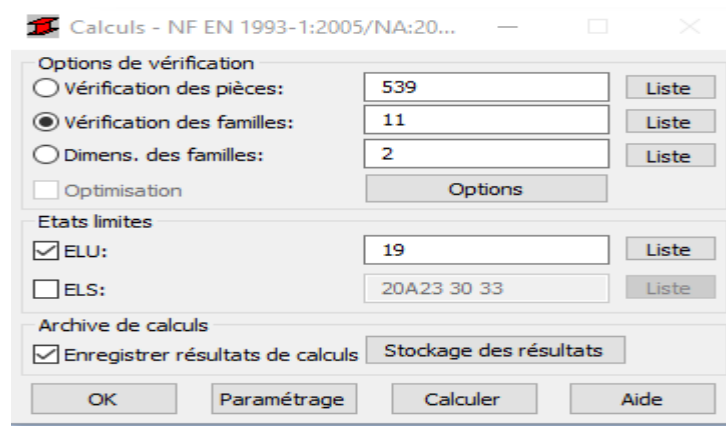


Figure 70. Boite de dialogue calculs

5-une fois le calcul terminé, un tableau apparait, choisir la section de profilé la plus optimale.

### 4.3.1 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts provenant des charges permanentes et des surcharges d'exploitations aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature

Famille 11 —————> poteaux

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage

- En suivant les étapes mentionnées ci-dessus, nous saisissons le numéro de famille correspondant aux types de barres poteau (1) dans la rubrique de dimensionnement des familles, et de cocher sur type d'état limite comme indiqué sur la figure ci-dessous, puis nous cliquons sur **Calculer**.
- Après avoir lancé le calcul, le logiciel nous fournis une liste des
- Profilés, les résultats sont donnés sous forme d'un tableau dans la figure ci-après :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 11 POTEAUX						
822 822	HEA 400	ACIER E24	23.49	53.89	0.59	32 1.35G+ 1.5T+Q
	HEA 450		20.90	54.24	0.49	
822 822	HEB 240	ACIER E24	38.37	65.01	1.04	32 1.35G+ 1.5T+Q
	HEB 260		35.24	60.07	0.93	
	HEB 280		32.65	55.82	0.83	

**Figure 71.** Pré dimensionnement du poteau avec robot

➔ On opte pour **HEA 450** pour les poteaux

Le pré dimensionnement des traverses, et contreventement est basées sur le même principe que les poteaux.

Puis On lance le calcul, et nous obtenons les résultats listés dans le tableau ci-dessous.

⇒ **Récapitulation des sections adoptées aux différents éléments :**

**Tableau 37.** Récapitulatifs des sections adoptées après le pré dimensionnement

Élément	Section
<b>Poteaux</b>	HEA 450
<b>Traverses</b>	IPE400
<b>Contreventement verticale</b>	2CAE 120*8
<b>Contreventement horizontale</b>	CAE 100*10



## 4.4 Vérification par rapport aux exigences de RPA99/2003

### 4.4.1 Période de vibrations

Le tableau suivant montre les 10 premiers périodes de vibration de la structure étudiée :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
7/ 1	2,12	0,47	1,98	0,00
7/ 2	2,14	0,47	1,98	0,00
7/ 3	2,33	0,43	44,72	0,00
7/ 4	2,50	0,40	67,89	0,00
7/ 5	2,54	0,39	67,89	1,91
7/ 6	2,55	0,39	67,89	1,96
7/ 7	2,55	0,39	67,89	15,01
7/ 8	2,64	0,38	68,14	15,01
7/ 9	2,85	0,35	68,14	15,01
7/ 10	2,99	0,33	83,37	15,01
7/ 11	3,12	0,32	83,37	15,01
7/ 12	3,33	0,30	87,52	15,01
7/ 13	3,47	0,29	87,82	15,01
7/ 14	3,60	0,28	87,85	15,01
7/ 15	4,04	0,25	88,02	15,01
7/ 16	5,61	0,18	88,02	15,01
7/ 17	5,61	0,18	88,02	15,02
7/ 18	6,07	0,16	88,02	15,02
7/ 19	6,25	0,16	88,02	15,02
7/ 20	6,35	0,16	88,02	15,02

Figure 72. Résultats de mode propre.

#### Remarque :

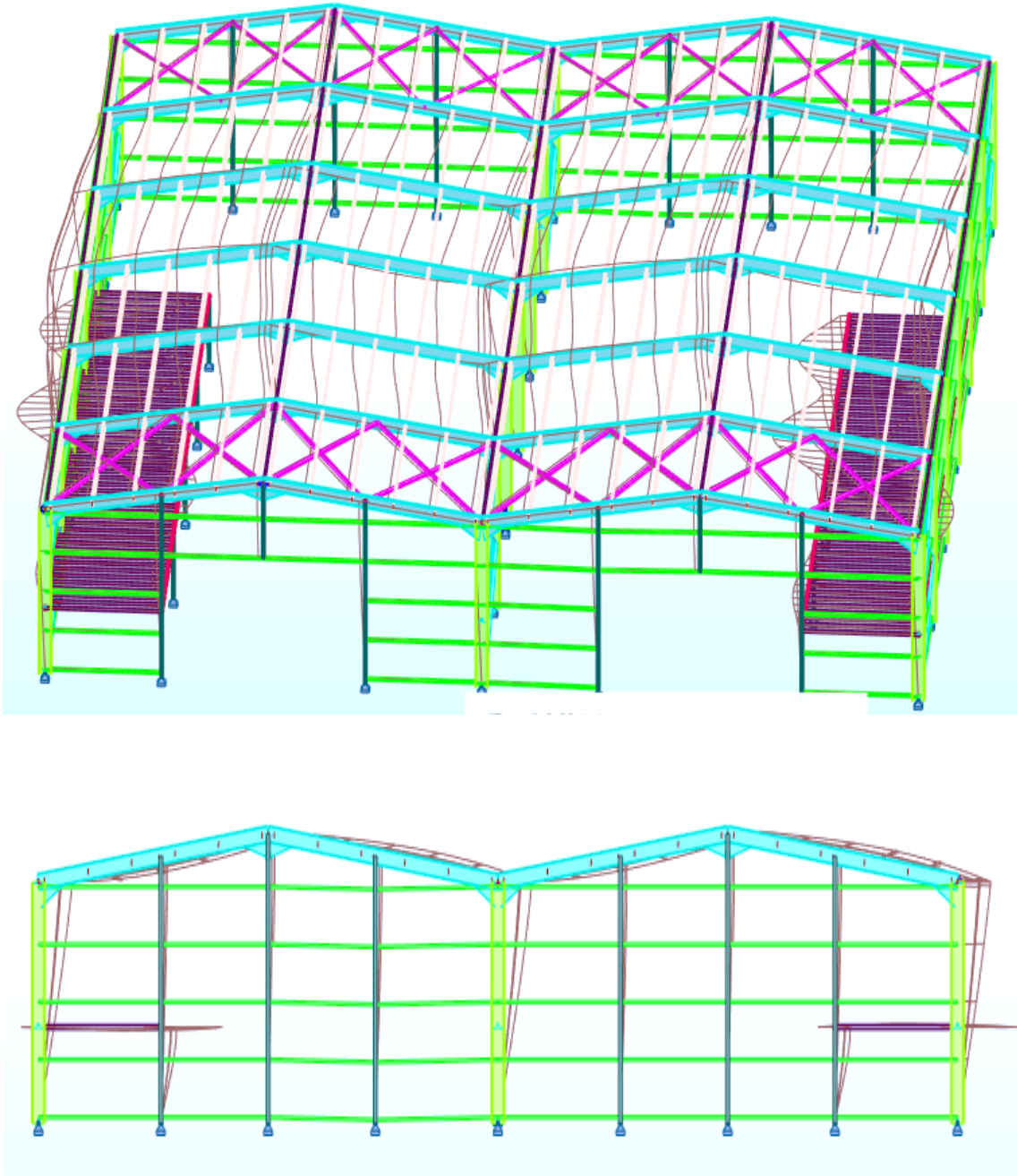
Le taux de participation de la masse ne dépasse pas le seuil de 90% dans les deux sens X et Y, même si on augmente le nombre de mode, donc on prend en considération les modes qui ont une participation massique de plus de 5%

**Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99)**

### 4.4.2 Déformation de la structure

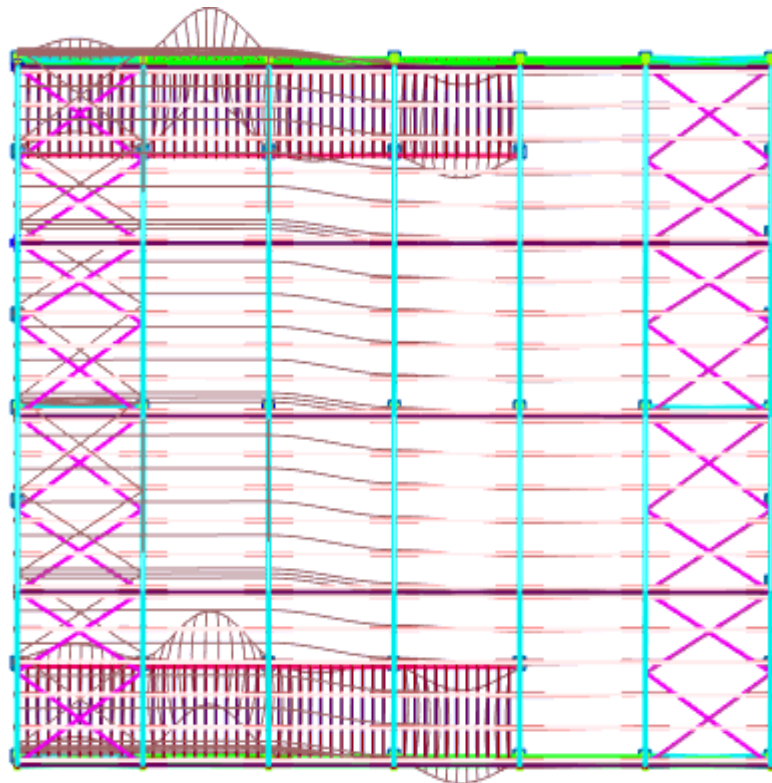
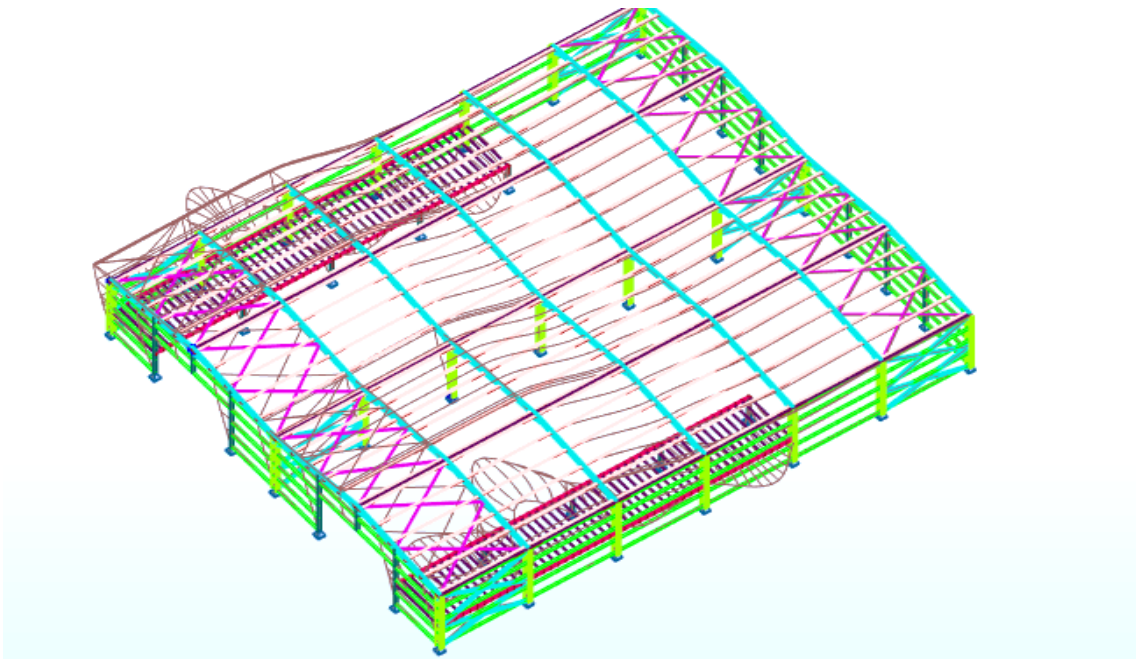
La déformation de la structure suivant les modes sur chaque direction (X, Y et Z) sont présentés sur les figures ces dessus :

**1er mode** :  $T = 0.47s$  Translation suivant X-X.



**Figure 73.** Mode de déformation (1).

2eme mode :  $T = 0.47s$  Translation suivant Y-Y



**Figure 74.** Déformation mode 2

3eme mode : T= 0.43s Translation suivant Z-Z

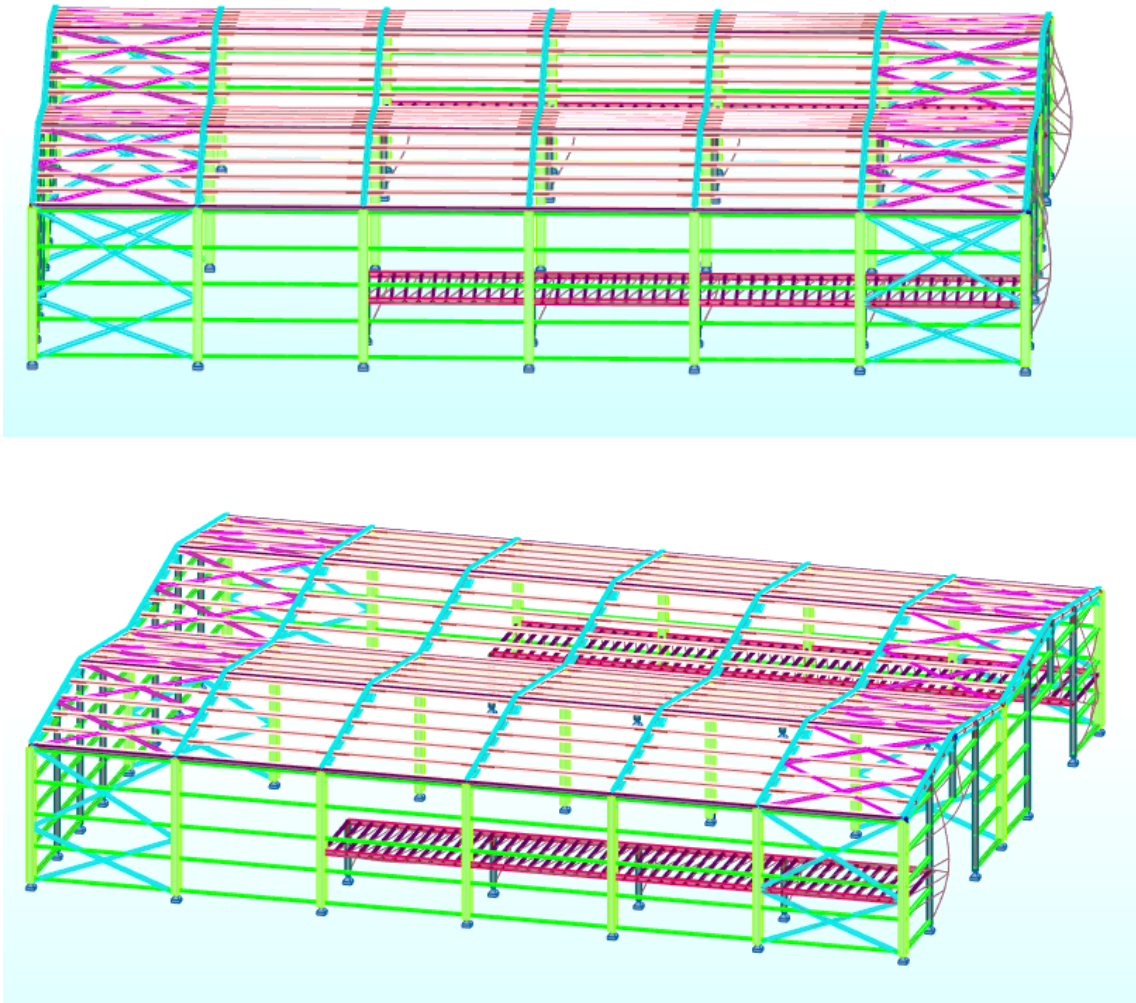


Figure 75. Déformation mode 2

## 4.5 Vérification de l'effort sismique a la base

La force sismique totale à la base de la structure est alors donnée par :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q_{x,y}}{R} \times W$$

**Calcul du Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Donné par la formule 4.2 du RPA en fonction de la catégorie du site d'implantation de l'ouvrage du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T > 3s \end{cases}$$

- $T$  : Période fondamentale du bâtiment donné par **la formule 4.6 du RPA99**
- $CT$ : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage (Portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie) donné par le **Tableau 4.6 du RPA**  $\Rightarrow Ct = 0,05$

$$T = Ct * hn^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0,209s$$

$$T < T_2 \dots \dots \Rightarrow D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5$$

### Poids total de la structure « W »

Poids total de la structure donné par la formule **4-5 du RPA**.

$$W = WGi + \beta WQi$$

Avec :

- $WGi$ : Poids du aux charges permanentes et a celle des équipements fixes éventuels.
- $WQi$ : Poids du aux charges d'exploitations.
- $\beta$  : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge.

$$\beta = 0,2 \dots \dots \dots \text{Tableau 4.5 RPA 99/2003}$$

$$W = 81245 \text{ Kg extrait du robot}$$

D'après le RPA 99/version 2003 article 4.2.3, la force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule :

$$vst_x = vst_y = \frac{0.1 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 812.45 = 58.39 \text{ KN}$$

### 4.5.1 Résultats de force sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base  $V_{dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dyn}}$$

#### - Vérification des efforts tranchant

D'après le fichier des résultats du Robot nous avons un effort tranchant dynamique à la base donne par les deux spectres suivant X et Y :

$$V_{dyn} \begin{cases} V_{dyn}^X = \mathbf{82.69 \text{ kn}} \\ V_{dyn}^Y = \mathbf{15.96 \text{ kn}} \end{cases}$$

**Tableau 38.** Vérification d'effort tranchant

Résultats des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn} > 0.8 \times V_{st}$
Sens X-X	82.69	58.39	46.71	Vérifiée
Sens Y-Y	15.96	58.39	46.71	Non Vérifiée

On remarque que la condition de RPA n'est pas vérifiée dans le sens (Y-Y).  $V_{dyn} < 0.8V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) de la valeur calculée par le rapport

$$R = 0.8 \times \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$$

Soit :  $R = 2.92$

# CHAPITRE 5

## VERIFICATION DES ELEMENTS

### PRINCIPAUX

#### **5.1 Introduction**

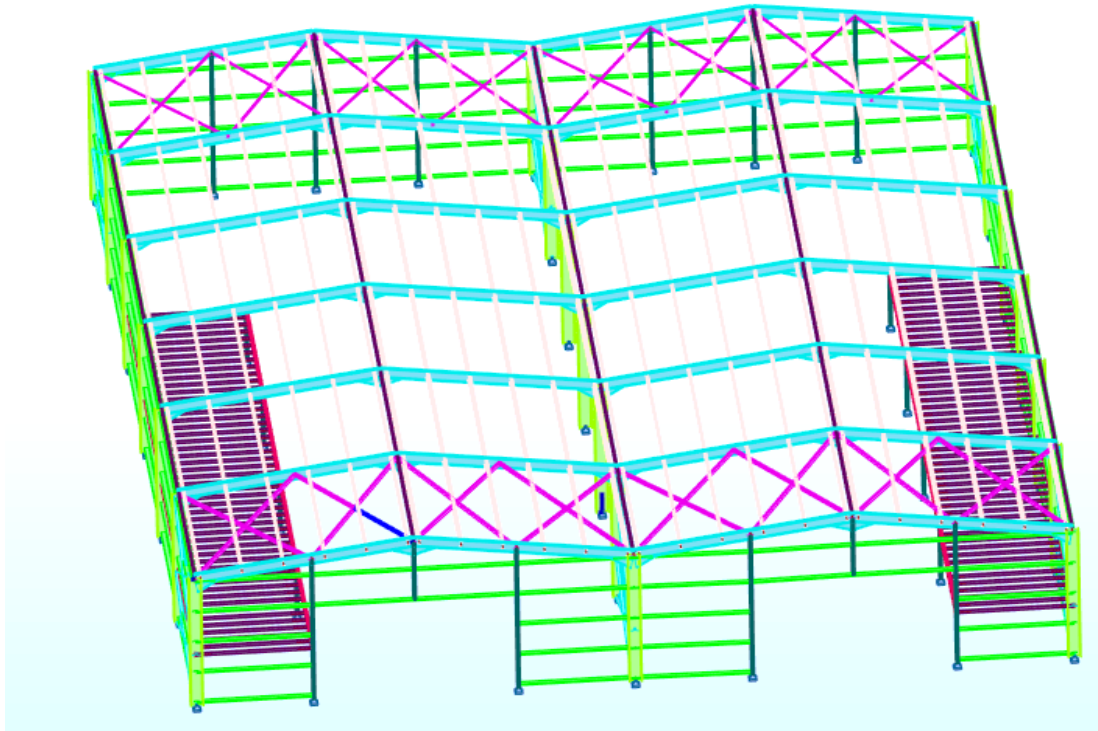
Pour satisfaire aux exigences de résistance et d'utilisation d'une structure, CCM 97 s'appuie sur les vérifications aux états limites. Les états limites ultimes (ELU) sont associés à la ruine de la structure tandis que les états limites de service (ELS) correspondent à des états au-delà desquels les critères d'exploitation normale ne sont plus satisfaits

En ce qui concerne les vérifications aux ELU, CCM 97 fait une large place au calcul plastique. La résistance de la structure mixte peut être déterminée par un calcul plastique pour les sections soumises à la traction, à la compression ou à la flexion chaque fois que ces sections sont de classe 1 ou 2. Le calcul plastique est également utilisé pour déterminer la résistance à l'effort tranchant. Toutefois, la résistance élastique peut être utilisée dans tous les cas sans restriction.

La vérification des éléments principaux se fera à l'aide du logiciel robot.

#### **5.2 Vérification des diagonales de la poutre au vent**

La diagonale la plus sollicitée (N°322 sous  $1.35G+1.5W2+Q$ ) est illustrée dans la figure suivante



**Figure 76.** La diagonale de la poutre au vent la plus sollicité

L'effort normal sollicitant le plus défavorable calculé par le logiciel robot est  $N = 37.82 \text{ KN}$

D'après [Art 8.4.3 – RPA99v2003] toutes les barre des palées triangulées doivent être calculées pour résister à 1.25 fois la force déterminée par la méthode numérique

Donc :  $N_{sd} = 37.82 \times 1.25 = 47.275 \text{ Kn}$

### 5.2.1 Vérification à la traction

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \text{ Avec : } A = 19.20 \text{ cm}^2$$

Donc :  $N_{sd} = 37.82 \text{ KN} \leq N_{rd} = 288.35 \text{ KN}$  **condition vérifier**

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des familles (ELU) 13

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 13 poutre au vent						
322	CAE 100x10	ACIER E24	114.67	114.67	0.83	39 1.35G+1.5W2++

Points de calcul

**Figure 77.** Vérification de (CAE100X10) avec logiciel Robot



### 5.2.1 Vérification avec logiciel robot

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
6	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.24	32 1.35G+ 1.5T+Q
7	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.21	32 1.35G+ 1.5T+Q
8	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.25	17 1.35G+1.5W1++
9	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.36	39 1.35G+1.5W2++
36	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.16	32 1.35G+ 1.5T+Q
37	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.22	32 1.35G+ 1.5T+Q
38	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.25	39 1.35G+1.5W2++
129	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.23	32 1.35G+ 1.5T+Q
130	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.23	32 1.35G+ 1.5T+Q
131	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.27	39 1.35G+1.5W2++
132	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.21	32 1.35G+ 1.5T+Q
133	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.16	32 1.35G+ 1.5T+Q
134	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.42	39 1.35G+1.5W2++
135	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.30	39 1.35G+1.5W2++
136	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.21	32 1.35G+ 1.5T+Q
137	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.27	16 1.35G+1.5Q+ W1
154	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.28	16 1.35G+1.5Q+ W1
155	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.20	32 1.35G+ 1.5T+Q
156	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.44	39 1.35G+1.5W2++
157	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.40	39 1.35G+1.5W2++
174	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.19	39 1.35G+1.5W2++
175	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.23	32 1.35G+ 1.5T+Q
176	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.24	32 1.35G+ 1.5T+Q
182	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.26	39 1.35G+1.5W2++
183	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.25	39 1.35G+1.5W2++
184	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.24	32 1.35G+ 1.5T+Q
205	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.23	32 1.35G+ 1.5T+Q
206	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.18	39 1.35G+1.5W2++
283	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.42	39 1.35G+1.5W2++
288	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.47	39 1.35G+1.5W2++
292	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.21	32 1.35G+ 1.5T+Q
293	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.25	32 1.35G+ 1.5T+Q
294	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.17	32 1.35G+ 1.5T+Q
295	OK	CAE 100x10	ACIER	114.67	114.67	0.58	17 1.35G+1.5W1++
296	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.41	39 1.35G+1.5W2++
297	OK	CAE 100x10	ACIER	119.12	119.12	0.40	39 1.35G+1.5W2++

Figure 78. Vérification de contreventement horizontale avec logiciel robot

➔ Note de calcul robot

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 13 poutre au vent

PIECE: 322

0.00 L = 0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 39 1.35G+1.5W2++Q 1\*1.35+36\*1.50+2\*1.00

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 100x10**

$h=10.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=10.0$ cm	$A_y=10.00$ cm <sup>2</sup>	$A_z=10.00$ cm <sup>2</sup>	$A_x=19.15$ cm <sup>2</sup>
$tw=1.0$ cm	$I_y=176.70$ cm <sup>4</sup>	$I_z=176.70$ cm <sup>4</sup>	$I_x=6.33$ cm <sup>4</sup>
$tf=1.0$ cm	$W_{ely}=24.61$ cm <sup>3</sup>	$W_{elz}=24.61$ cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = -37.82$ kN	$M_{y,Ed} = -4.23$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.23$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.10$ kN
$N_{t,Rd} = 450.13$ kN	$M_{y,el,Rd} = 5.78$ kN*m	$M_{z,el,Rd} = 5.78$ kN*m	$\tau_{y,max,Ed} = -$
$0.15$ MPa	$M_{y,c,Rd} = 5.78$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 5.78$ kN*m	$V_{z,Ed} = 1.86$ kN
			$\tau_{z,max,Ed} = 2.70$
			$T_{t,Ed} = -0.01$ kN*m
			Classe de la section =

3

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

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.83 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Profil correct !!!\***

**Conclusion :**

Le profilé choisi CAE 100×100×10 convient comme diagonale de la poutre au vent pour la structure.

### 5.3 Vérification des diagonales de la palée de stabilité

La diagonale la plus sollicitée (N°138 sous 1.35G+1.5T+Q) est illustrée dans la figure suivante

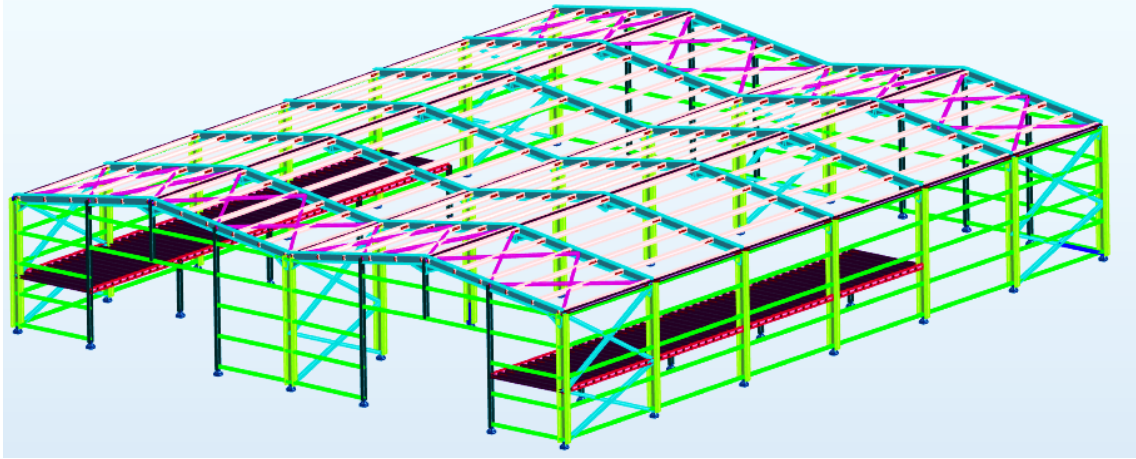


Figure 79. La diagonale de la palée de stabilité la plus sollicitée

L'effort normal sollicitant le plus défavorable calculé par le logiciel robot est  $N = 142.36 \text{ KN}$

$$N_{sd} = 142.36 \times 1.25 = 177.95 \text{ KN}$$

#### 5.3.1 Vérification à la traction

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :  $A = 18.7 \text{ cm}^2$

Donc :  $N_{sd} = 177.95 \text{ KN} \leq N_{rd} = 439.45 \text{ KN}$  **condition vérifiée**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 14 Palier de stabilité						
138	2 CAE 120x8	ACIER E24	86.79	47.06	0.47	32 1.35G+ 1.5T+Q

Figure 80. Vérification de (2CAE × 120 × 120) avec logiciel Robot

### 5.3.2 Vérification avec logiciel robot

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
138	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.47	32 1.35G+ 1.5T+Q
139	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.28	32 1.35G+ 1.5T+Q
140	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.18	32 1.35G+ 1.5T+Q
141	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.18	32 1.35G+ 1.5T+Q
142	OK 2 CAE 120x8	ACIER	43.40	23.53	0.17	32 1.35G+ 1.5T+Q
143	OK 2 CAE 120x8	ACIER	43.40	23.53	0.17	32 1.35G+ 1.5T+Q
144	OK 2 CAE 120x8	ACIER	43.40	23.53	0.39	32 1.35G+ 1.5T+Q
145	OK 2 CAE 120x8	ACIER	43.40	23.53	0.20	32 1.35G+ 1.5T+Q
146	OK 2 CAE 120x8	ACIER	93.41	50.65	0.07	32 1.35G+ 1.5T+Q
147	OK 2 CAE 120x8	ACIER	93.41	50.65	0.12	17 1.35G+1.5W1++
148	OK 2 CAE 120x8	ACIER	93.41	50.65	0.10	32 1.35G+ 1.5T+Q
149	OK 2 CAE 120x8	ACIER	93.41	50.65	0.11	32 1.35G+ 1.5T+Q
150	OK 2 CAE 120x8	ACIER	93.41	50.65	0.17	32 1.35G+ 1.5T+Q
151	OK 2 CAE 120x8	ACIER	93.41	50.65	0.11	39 1.35G+1.5W2++
152	OK 2 CAE 120x8	ACIER	93.41	50.65	0.07	32 1.35G+ 1.5T+Q
153	OK 2 CAE 120x8	ACIER	93.41	50.65	0.10	17 1.35G+1.5W1++
158	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.47	32 1.35G+ 1.5T+Q
159	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.28	32 1.35G+ 1.5T+Q
160	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.18	32 1.35G+ 1.5T+Q
161	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.18	32 1.35G+ 1.5T+Q
162	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.17	32 1.35G+ 1.5T+Q
163	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.17	32 1.35G+ 1.5T+Q
164	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.47	32 1.35G+ 1.5T+Q
165	OK 2 CAE 120x8	ACIER	86.79	47.06	0.27	32 1.35G+ 1.5T+Q

Figure 81. Vérifications des contreventements vertical avec logiciel robot

#### ➔ Note de calcul robot

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 14 Palier de stabilité

PIECE: 138

POINT: 1

COORDONNEE: x =

0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 32 1.35G+ 1.5T+Q 1\*1.35+6\*1.50+2\*1.00

MATERIAU:

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 120x8

h=12.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=29.0 cm	Ay=19.20 cm <sup>2</sup>	Az=17.28 cm <sup>2</sup>	Ax=37.48 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=510.80 cm <sup>4</sup>	Iz=1737.17 cm <sup>4</sup>	Ix=7.92 cm <sup>4</sup>
tf=0.8 cm	Wely=58.18 cm <sup>3</sup>	Welz=119.80 cm <sup>3</sup>	
	Weff,y=58.18 cm <sup>3</sup>	Weff,z=119.80 cm <sup>3</sup>	Aeff=37.48 cm <sup>2</sup>

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

#### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 142.36 kN	My,Ed = -1.57 kN*m	Mz,Ed = 5.28 kN*m	Vy,Ed = 1.49 kN
Nc,Rd = 880.84 kN	My,Ed,max = -1.57 kN*m	Mz,Ed,max = 5.28 kN*m	Tau,y,max,Ed = 0.86 MPa
Nb,Rd = 568.69 kN	My,c,Rd = 13.67 kN*m	Mz,c,Rd = 28.15 kN*m	Vz,Ed = 1.05 kN
			Tau,z,max,Ed = 0.61 MPa
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section =

4



#### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

#### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

		en y:			en z:
L <sub>y</sub> = 3.20 m	Lam <sub>y</sub> = 0.92		L <sub>z</sub> = 3.20 m	Lam <sub>z</sub> = 0.50	
L <sub>cr,y</sub> = 3.20 m	X <sub>y</sub> = 0.65		L <sub>cr,z</sub> = 3.20 m	X <sub>z</sub> = 0.88	
L <sub>amy</sub> = 86.79	k <sub>yy</sub> = 1.02		Lam <sub>z</sub> = 47.06	k <sub>yz</sub> = 0.95	

#### FORMULES DE VERIFICATION:

##### Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.39 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,max,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.39 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$\text{Tau}_{y,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6(4))$$

$$\text{Tau}_{z,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(4))$$

##### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_y = 86.79 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 47.06 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.47 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

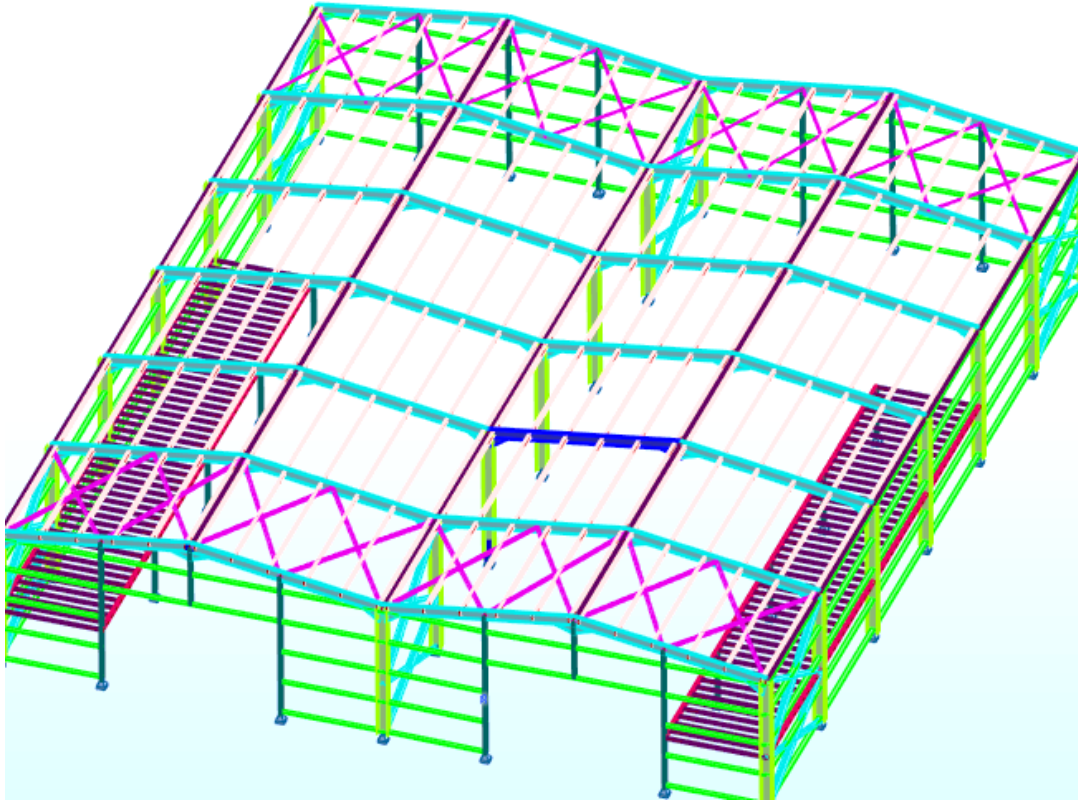
**Profil correct !!!**

#### Conclusion :

Le profilé choisi 2CAE × 120 × 120 × 8 convient comme diagonale de la palée de stabilité pour la structure

## 5.4 Vérification des traverses

La traverse la plus sollicitée (N°25 sous G+1.5W2) est illustré dans la figure suivante :



**Figure 82.** La traverse la plus sollicitée

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel robot sont

Nsd=47.16 KN (Correspondant)

Vsd= 61.27 KN (Correspondant)

Msd=170.98 KN.m (Max)

### 5.4.1 Détermination de la classe de la section transversale :

- La classe du profilé

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+dc}{2} \right) \leq 1 \quad \text{avec } dc = \frac{Nsd}{tw \times fy} = \frac{47.16 \text{ K}}{tw \times fy} = 2,33 \text{ cm}$$

Donc  $\alpha = 0,52 \leq 1$

$$\frac{d}{tw} = \frac{331}{7} = 47,28 \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = 67,23 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

La section de IPE 400 est de classe 01

### 5.4.2 Vérification de la résistance de la section transversale :

#### - Vérification de l'effort tranchant :

La vérification à faire est comme suit :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = A_{vy} * \frac{f_y}{\gamma_{m1} * \sqrt{3}} = \frac{48,6 * 23,5}{\sqrt{3}} = 659,40 \text{ Kn}$$

$V_{sd} = 61,27 \text{ KN} \leq 0,5 V_{plrd} = 329,7 \text{ kn} \Rightarrow$  la condition vérifiée

#### - Vérification de l'effort normale :

La vérification à faire est comme suit :

$$N_{sd} \leq \min (0,25 N_{pl, Rd} ; 0,5 * A_w * \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$$

$$A_w = A - 2 * b * t_f = 35,9 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl, Rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 84,5 * \frac{23,5}{1} = 1985,7 \text{ Kn}$$

$$0,5 * A_w * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,5 * 35,9 * \frac{23,5}{1} = 421,825 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 47,16 \text{ KN} < \min 496,43; 421,825 = 421,825 \text{ KN}$

#### - Vérification de moment fléchissant :

La vérification à faire est comme suit :

$$M_{sd} \leq M_{ply, rd}$$

$$M_{sd} = 170,98 \text{ KN. m} \leq M_{ply} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} = 307,145 \text{ kn. m}$$

### 5.4.3 Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité :

#### ▪ Vérification au flambement:

La vérification à faire est comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * (\frac{A f_y}{\gamma_{m1}})} + \frac{k_y * M_{y, sd}}{w_{ply} * (\frac{f_y}{\gamma_{m1}})} \leq 1$$

#### - Les longueurs de flambement :

Autour de l'axe fort  $y-y'$  (dans le plan de l'âme) : la traverse risque de flamber sur toute sa longueur, donc la longueur de flambement  $l_{ky} = 7,58\text{m}$

Autour de l'axe faible  $z-z'$  (dans le plan perpendiculaire de l'âme) : la traverse est empêchée de flamber sur toute sa longueur par les pannes, donc la longueur de flambement  $l_{kz} = 1,54\text{m}$

- **Calcul des élancements réduits et le coefficient de réduction  $\chi_{\min}$**

Pour l'IPE550, les rayons de giration sont :  $i_y = 16,55\text{ cm}$        $i_z = 3,95\text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = 45,80 \\ \lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = 38,98 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 0,48 \\ \bar{\lambda}_z = 0,41 \end{array} \right\}$$

Détermination de la courbe de flambement de profilé

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 2,22 > 1,2 \\ t_f = 13,5\text{ cm} < 40\text{ cm} \end{array} \right\}$$

Donc :

Flambement /  $y'y$  : courbe (a) et  $\lambda_y = 0,48 \Rightarrow \chi_y = 0,63$

Flambement /  $z'z$  : courbe (b) et  $\lambda_z = 0,41 \Rightarrow \chi_z = 0,67$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,61$$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,64$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = (0,63; 0,64) = 0,63$$

- **Calcul de coefficient  $K_y$**

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

$$\mu_y = 1,13 \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y} = 0,88$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times \left( \frac{A f_y}{m_1} \right)} + \frac{k_y \times M_{y, sd}}{w_{ply} \left( \frac{f_y}{m_1} \right)} = 0,056 < 1 \text{ condition vérifiée}$$

▪ **Vérification au déversement :**

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

$$\bar{\lambda}_t = \left( \frac{\lambda_t}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} = 0,4$$



$$\lambda_{LT} = \frac{l}{i_z} = 41,01$$

$$\sqrt{c1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l}{i_z} \frac{h}{t_f} \right)^2 \right]^{0.125}}$$

Avec :

C1= 1.13 , λ1= 93.9ε , βW= 1 (pour les section de classe I)

On remarque que λlt= 0,4 = 0,4

⇒Donc il n’y pas de risque de déversement

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
25	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.91	17 1.35G+1.5W1++

Figure 83. Vérification de (IPE400) avec logiciel Robot

Le profilé choisi IPE400 est adéquat comme traverse.

### 5.4.4 Vérification avec logiciel robot

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)
3	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.63	32 1.35G+ 1.5T+Q	0.02	41 G+W2++Q
4	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.66	32 1.35G+ 1.5T+Q	0.02	41 G+W2++Q
12	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.33	39 1.35G+1.5W2++	0.01	33 G+Q+T
13	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.65	17 1.35G+1.5W1++	0.01	33 G+Q+T
16	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.48	39 1.35G+1.5W2++	0.01	33 G+Q+T
17	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.80	17 1.35G+1.5W1++	0.01	33 G+Q+T
20	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.48	39 1.35G+1.5W2++	0.01	41 G+W2++Q
21	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.86	17 1.35G+1.5W1++	0.01	41 G+W2++Q
24	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.48	39 1.35G+1.5W2++	0.01	42 G+W2-
25	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.91	17 1.35G+1.5W1++	0.01	41 G+W2++Q
28	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.37	39 1.35G+1.5W2++	0.01	33 G+Q+T
29	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.68	17 1.35G+1.5W1++	0.01	33 G+Q+T
32	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.60	32 1.35G+ 1.5T+Q	0.02	41 G+W2++Q
33	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.66	32 1.35G+ 1.5T+Q	0.02	23 G+W1-
178	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.67	32 1.35G+ 1.5T+Q	0.02	41 G+W2++Q
179	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.63	32 1.35G+ 1.5T+Q	0.02	41 G+W2++Q
186	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.49	39 1.35G+1.5W2++	0.01	33 G+Q+T
187	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.52	17 1.35G+1.5W1++	0.01	33 G+Q+T
189	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.58	39 1.35G+1.5W2++	0.01	33 G+Q+T
190	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.75	17 1.35G+1.5W1++	0.01	23 G+W1-
192	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.58	39 1.35G+1.5W2++	0.01	41 G+W2++Q
193	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.81	17 1.35G+1.5W1++	0.01	41 G+W2++Q
195	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.58	39 1.35G+1.5W2++	0.01	41 G+W2++Q
196	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.86	17 1.35G+1.5W1++	0.02	41 G+W2++Q
198	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.53	39 1.35G+1.5W2++	0.01	23 G+W1-
199	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.60	17 1.35G+1.5W1++	0.01	33 G+Q+T
201	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.67	32 1.35G+ 1.5T+Q	0.02	23 G+W1-
202	OK IPE 400	ACIER E24	21.74	95.90	0.61	32 1.35G+ 1.5T+Q	0.02	41 G+W2++Q

Figure 84. Vérification des traverses

➡ Note de calcul robot :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 25  
0.90 L = 6.82 m

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x =

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 17 1.35G+1.5W1++Q 1\*1.35+2\*1.00+34\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa

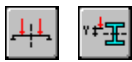


**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=48.60 cm <sup>2</sup>	Az=32.08 cm <sup>2</sup>	Ax=84.46 cm <sup>2</sup>
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm <sup>4</sup>	Iz=1317.82 cm <sup>4</sup>	Ix=46.80 cm <sup>4</sup>
tf=1.4 cm	Wely=1156.42 cm <sup>3</sup>	Welz=146.42 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 47.16 kN	My <sub>Ed</sub> = -170.98 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 0.03 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 0.06 kN
Nc,Rd = 1984.89 kN	My,el,Rd = 271.76 kN*m	Mz,el,Rd = 34.41 kN*m	Tau <sub>y,max,Ed</sub> = 0.02 MPa
Nb,Rd = 1047.60 kN	My,c,Rd = 271.76 kN*m	Mz,c,Rd = 34.41 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -61.27 kN
			Tau <sub>z,max,Ed</sub> = -19.07 MPa
	Mb,Rd = 197.67 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 696.39 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.69
Lcr,low=3.79 m	Lam_LT = 0.62	fi,LT = 0.86	XLT,mod = 0.73

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 7.58 m	Lam_y = 0.23
Lcr,y = 3.79 m	Xy = 0.99
Lamy = 21.74	kzy = 1.00



en z:

Lz = 7.58 m	Lam_z = 1.02
Lcr,z = 3.79 m	Xz = 0.53
Lamz = 95.90	kzz = 0.92

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.65 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{y,max,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y / gM0) = 0.65 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$(\text{Tau}_{y,max,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{z,tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y,Ed} = 21.74 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 95.90 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_{min} * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_{min} * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.91 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.8 \text{ cm}$$

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 41 G+W2++Q (1+2+36)\*1.00



**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

## 5.5 Verification des poteaux

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
2	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.13	17 1.35G+1.5W1++
10	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.20	32 1.35G+ 1.5T+Q
11	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.13	17 1.35G+1.5W1++
14	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.26	39 1.35G+1.5W2++
15	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.15	17 1.35G+1.5W1++
18	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.21	39 1.35G+1.5W2++
19	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.18	17 1.35G+1.5W1++
22	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.21	39 1.35G+1.5W2++
23	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.20	17 1.35G+1.5W1++
26	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.21	32 1.35G+ 1.5T+Q
27	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.16	17 1.35G+1.5W1++
30	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.47	32 1.35G+ 1.5T+Q
31	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.19	19 G+1.5W1-
177	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.55	32 1.35G+ 1.5T+Q
185	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.20	17 1.35G+1.5W1++
188	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.36	17 1.35G+1.5W1++
191	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.34	17 1.35G+1.5W1++
194	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.36	17 1.35G+1.5W1++
197	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.27	17 1.35G+1.5W1++
200	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.46	32 1.35G+ 1.5T+Q
822 822	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.55	32 1.35G+ 1.5T+Q
823 822	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.55	32 1.35G+ 1.5T+Q
824 824	OK HEA 450	ACIER E24	20.90	54.24	0.55	32 1.35G+ 1.5T+Q
827 824	OK HEA 450	ACIER E24	14.93	38.74	0.55	32 1.35G+ 1.5T+Q
828 824	OK HEA 450	ACIER E24	14.93	38.74	0.55	32 1.35G+ 1.5T+Q
829 824	OK HEA 450	ACIER E24	29.86	77.49	0.55	32 1.35G+ 1.5T+Q

Figure 85. Vérification des poteaux

➡ Note de calcul robot

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 177  
0.03 L = 0.15 m

**POINT:** 3

**COORDONNEE:** x =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 32 1.35G+ 1.5T+Q 1\*1.35+6\*1.50+2\*1.00

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa



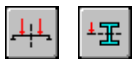
**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450**

h=44.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.47 cm <sup>2</sup>	Az=65.78 cm <sup>2</sup>	Ax=178.03 cm <sup>2</sup>
tw=1.1 cm	Iy=63721.60 cm <sup>4</sup>	Iz=9465.33 cm <sup>4</sup>	Ix=257.00 cm <sup>4</sup>
tf=2.1 cm	Wply=3216.07 cm <sup>3</sup>	Wplz=965.55 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 72.02 kN	My,Ed = 33.87 kN*m	Mz,Ed = -13.09 kN*m	Vy,Ed = 97.69 kN
Nc,Rd = 4183.66 kN	My,Ed,max = 127.73 kN*m		Mz,Ed,max = 29.88 kN*m
	Tau,y,max,Ed = 11.06 MPa		
Nb,Rd = 3548.42 kN	My,c,Rd = 755.78 kN*m	Mz,c,Rd = 226.90 kN*m	Vz,Ed = 238.18 kN
	MN,y,Rd = 755.78 kN*m	MN,z,Rd = 226.90 kN*m	Tau,z,max,Ed =
52.05 MPa			
	Mb,Rd = 709.29 kN*m		Tt,Ed = 4.94 kN*m
			Classe de la section =

1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 2982.87 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.90
Lcr,upp=5.65 m	Lam_LT = 0.50	fi,LT = 0.67	XLT,mod = 0.94

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 5.65 m	Lam_y = 0.22
Lcr,y = 3.96 m	Xy = 1.00
Lamy = 20.90	kzy = 1.00



en z:

Lz = 5.65 m	Lam_z = 0.58
Lcr,z = 3.96 m	Xz = 0.85
Lamz = 54.24	kzz = 0.91

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(T_{au,y,max,Ed} + T_{au,ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.38 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(T_{au,z,max,Ed} + T_{au,tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\Lambda_{y} = 20.90 < \Lambda_{\max} = 210.00$        $\Lambda_{z} = 54.24 < \Lambda_{\max} = 210.00$     STABLE  
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.18 < 1.00$     (6.3.2.1.(1))  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.25 < 1.00$     (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.32 < 1.00$     (6.3.3.(4))

-----  
-----

***Profil correct !!!***

# CHAPITRE 6

## ETUDE DES ASSEMBLAGES

### 6.1 Introduction

En construction métallique, où les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est importante. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- Transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux.
- Correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, etc.).
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage.

De plus, le choix d'un type d'assemblage doit être en accord avec les sections des profilés composant la structure. L'interaction ossature-assemblage ne pouvant être négligée, la conception des assemblages doit donc être intégrée dans les phases préliminaires de l'élaboration du projet.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentaux utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

## 6.2 Types et fonctionnement d'un assemblage

On dispose de trois types d'assemblages :

- **L'assemblage riveté**
- **L'assemblage boulonné par boulons ordinaires ou par boulons HR ou BP** : est un 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 offre 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 39.** Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier

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

- **L'assemblage soudé** : 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

Ces trois types d'assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

- **Fonctionnement par obstacle** : c'est le cas des boulons ordinaires dont les tiges reprennent les efforts tranchants et le fonctionnement est en cisaillement.
- **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 (haute résistance).
- **Fonctionnement mixte** : c'est le cas du rivetage, à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à

une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

### 6.3 Précaution constructive :

Il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte, au travers de l'assemblage la transmission parfaite des forces doit être parfaite afin de ne pas créer des efforts ou des moments secondaires parasites.

### 6.4 Calcul des assemblages

Suite à la vérification des profilés choisis avec le logiciel ROBOT, on procède au calcul et vérification des assemblages des différents éléments composant le hangar par le même logiciel, dont nous avons obtenu ce qui suit :

#### 6.4.1 Assemblage du Contreventement vertical

##### 6.4.1.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset

Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

**Tableau 40.** Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

F (kn)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Dans ce genre d'assemblage, les boulons sont sollicités en cisaillement seul, les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N = 142.36 \text{ Kn} \leq 200 \text{ Kn d'où } e = 8 \text{ mm}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

L'assemblage est réalisé par des boulons ordinaires de classe 4.6, dont la résistance au glissement par cisaillement est donnée comme suit :



$$Fvrd = \frac{0.6fub}{\gamma mb} * As ; \text{avec } Fub = 400 \text{ Mpa}$$

$\gamma mb$  : coefficient de sécurité qui est égale à 1.25

Le dimensionnement des boulons se fait avec la vérification de la condition

suivante :  $Fvsd = Fvrd$  **Avec**  $Fvsd = \frac{N}{nP}$

n : est le nombre de boulons pris arbitrairement est

p : est le nombre de plan de cisaillement

avec n=3 et p=1

$$Fvsd = \frac{N}{nP} = \frac{142.36}{3 * 2} = 23.73 \text{ kn}$$

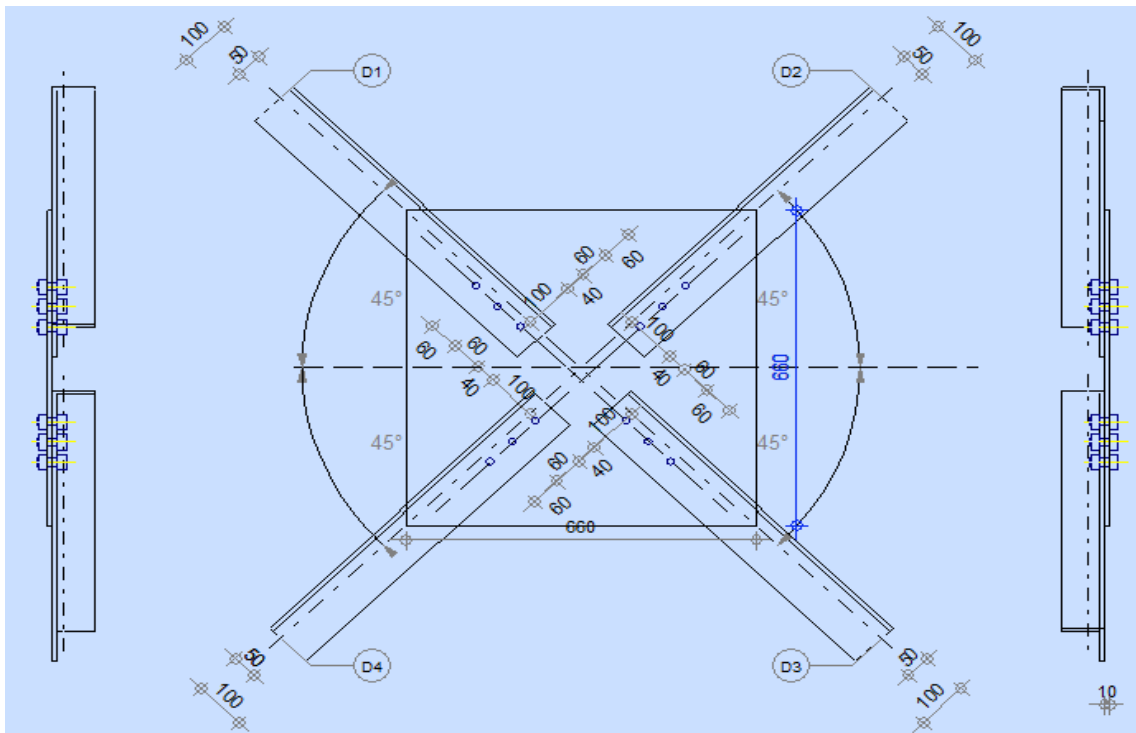
$$As \geq \frac{Fvsd * \gamma mb}{0.6fub} = 128.05 \text{ mm}^2$$

On opte pour des boulons M16,  $As=157\text{mm}^2$  et de classe 4.6

$Fub$  : la résistance à la traction de l'acier de boulon

$Fsd$  : Effort de cisaillement sollicitant de calcul

$Fvrd$  : Effort de cisaillement résistant de calcul



**Figure 86.** Représentation de l'assemblage de la palée de stabilité

▪ **Vérification à la pression diamétrale**

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$F_{sd} = F_{brd} = \frac{2.5 * \alpha * F_u * d * t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{avec } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

d : diamètre des trous

t : épaisseur de la tôle la plus mince

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150 \text{mm} \end{cases} ; \quad \begin{cases} e_2 \geq 1,5 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150 \text{mm} \end{cases} ; \quad \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200 \text{mm} \end{cases}$$

On prend :  $e_1=35\text{mm}$  ;  $e_2=45\text{mm}$  ;  $p_1=60\text{mm}$ .

Nous avons des diagonales de type L (120\*120\*8)

Donc  $\alpha=0,64$  ;  $d=18\text{mm}$  ;  $t=12\text{mm}$ .

$F_{brd}= 142.36 \text{ Kn} > F_{bsd}=27,94 \text{ Kn}$  vérifié.

Donc les boulons M18 sont admis

▪ **Vérification de la rupture de la section nette :**

il faut vérifié :

$$N_{sd} \leq N_u = 0.9 * A_{\text{nette}} * \frac{f_u}{\gamma_{m2}} ; \gamma_{m2} = 1.25$$

$$A_{\text{nette}} = A - (d_0 * t) = 2270 - 20 * 12 = 2030 \text{ mm}^2$$

$$N_u = 0.9 * 2030 * \frac{360}{1.25} = 526.17 \text{ kn} \quad N_u = 526.17 \geq N_{sd}$$

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.7t_{\max}$$

Avec  $t_{\max} = 8\text{mm}$

$3\text{mm} \leq a \leq 5.6\text{mm}$  on prend  $a = 5 \text{ mm}$

Les longueurs de soudure sont données comme suit :

$$L \geq \frac{f_{wds} * \gamma_{mw} * \beta_w * \sqrt{3}}{\alpha f_u}$$

**F<sub>wds</sub>** : Effort repris par une cornière avec  $F_{wds} = N/n$

**N** : nombre de cordon de soudure

**$\gamma_{mw}$**  : Coefficient de sécurité  $\gamma_{mw} = 1,25$

**$\beta_w$**  : Coefficient de corrélation  $\beta_w = 0,8$

**f<sub>u</sub>** : Résistance limite de rupture  $f_u = 360$  MPa

**$\alpha$**  : Gorge de la soudure  $\alpha = 6$  mm.

$L \geq 8,06$  cm On prend  $L = 10$  cm

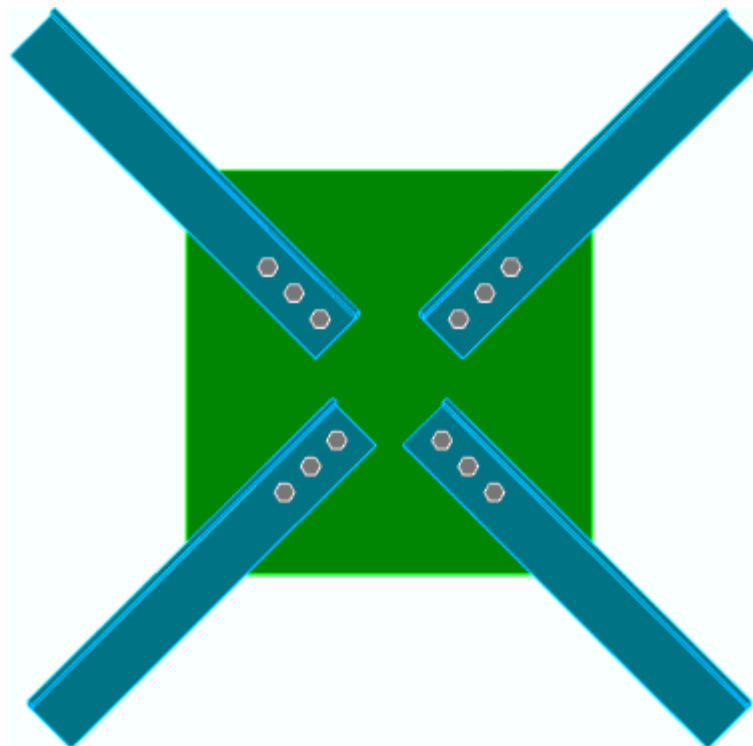


Figure 87. Vue de l'assemblage de la palée de stabilité

#### 6.4.2 Assemblage traverse - traverse

L'assemblage **traverse - traverse** est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée

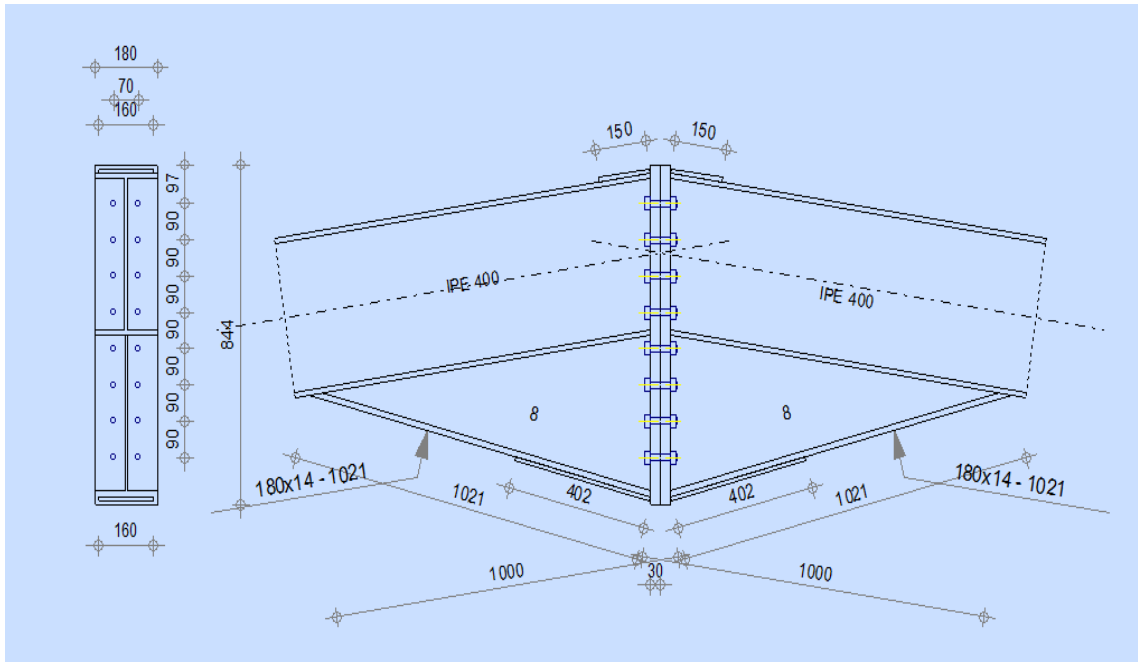


Figure 88. Assemblage traverse-traverse

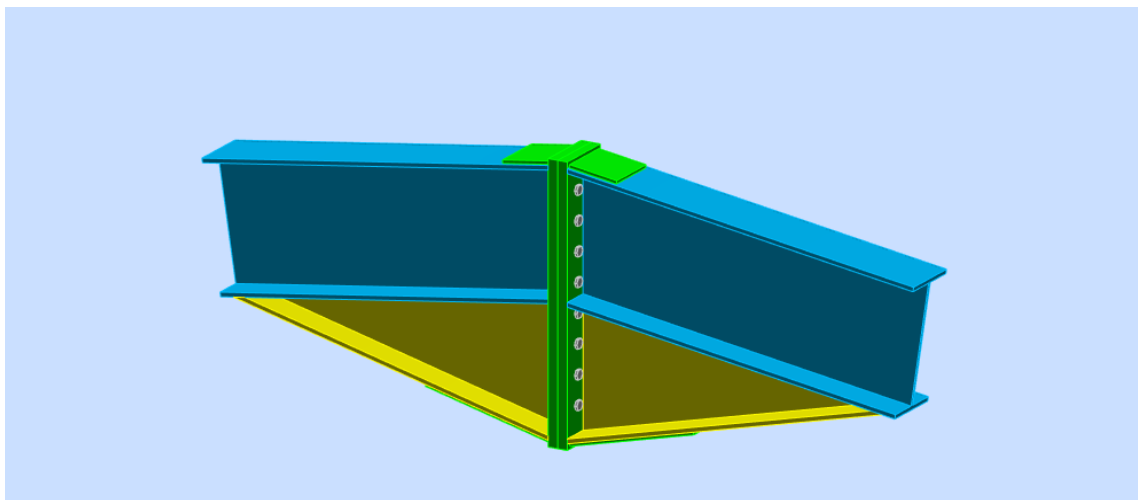
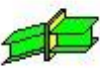



Figure 89. Assemblage traverse-traverse vue 3D

➔ **Note de calcul robot**

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b></p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio <b>0,77</b></p>
---	---	--

Général

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
 Noeud de la structure: 168  
 Barres de la structure: 201, 202

## Géométrie

### Gauche

#### Poutre

Profilé: IPE 400  
 Barre N°: 201  
 $\alpha = -171,5$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{bl} = 400$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{tbl} = 180$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbl} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{tbl} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{bl} = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{bl} = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbl} = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Droite

#### Poutre

Profilé: IPE 400  
 Barre N°: 202  
 $\alpha = -8,5$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{br} = 400$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{tbr} = 180$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbr} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{tbr} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{br} = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{br} = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $F_{TRd} = 113,04$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 8$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 97$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
 =  
 Entraxe  $p_i = 90; 90; 90; 90; 90; 90; 90$  [mm]

### Platine

$h_{pr} = 844$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_{pr} = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{pr} = 30$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{ypr} = 235,00$  [MPa] Résistance

## Jarret inférieur

$w_{rd}$ =	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd}$ =	0	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd}$ =	400	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd}$ =	0	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd}$ =	758	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d$ =	34,3	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER  
 $f_{ybu}$  = 235,00 [MPa] Résistance

## Renfort horizontal supérieur

$w_{pu}$ =	160	[mm]	Hauteur du raidisseur
$l_{pu}$ =	150	[mm]	Longueur du raidisseur vertical
$t_{pu}$ =	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur vertical

Matériau: ACIER  
 $f_{ypu}$  = 235,00 [MPa] Résistance

## Renfort horizontal inférieur

$w_{pd}$ =	160	[mm]	Hauteur du raidisseur
$l_{pd}$ =	402	[mm]	Longueur du raidisseur vertical
$t_{pd}$ =	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur vertical

Matériau: ACIER E24  
 $f_{ypd}$  = 235,00 [MPa] Résistance

## Soudures d'angle

$a_w$ =	7	[mm]	Soudure âme
$a_f$ =	10	[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]
$\gamma_{M3}$ =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## Efforts

### Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed}$ =	-276,17	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ =	-25,16	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ =	300,42	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

## Résultats

### Résistances de la poutre

#### TRACTION

$A_b$ =	84,46	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd}$ =	1984,89	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

#### CISAILLEMENT

$A_{vb}$ =	42,69	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd}$ =	579,27	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,04 < 1,00	vérifié (0,04)

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307,26$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 307,2$  [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**

$W_{pl} = 3030,82$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 712,24$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd} = 712,24$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 786$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 905,97$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

**Paramètres géométriques de l'assemblage**

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	23	-	55	-	90	143	159	143	159	162	124	124	124
2	23	-	55	-	90	143	160	143	160	180	90	90	90
3	23	-	55	-	90	143	160	143	160	180	90	90	90
4	23	-	55	-	90	143	160	143	160	180	90	90	90
5	23	-	55	-	90	143	160	143	160	180	90	90	90
6	23	-	55	-	90	143	160	143	160	180	90	90	90
7	23	-	55	-	90	143	160	143	160	180	90	90	90
8	23	-	55	-	90	143	160	143	160	162	125	125	125

m – Distance du boulon de l'âme

m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

**Résistance de l'assemblage à la traction**

$F_{t,Rd} = 113,04$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 396,29$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$  [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	205,89	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 226,08$	226,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 431,97 - 226,08$	205,89	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	157,89	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 205,89$	246,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 363,78 - 205,89$	157,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 431,97$	246,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 613,86 - 431,97$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	181,89	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 157,89$	294,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 363,78 - 157,89$	205,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 363,78$	314,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 545,67 - 363,78$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 589,86$	314,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 795,75 - 589,86$	205,89	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	181,89	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 452,16 - 181,89$	270,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 363,78 - 181,89$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 678,24 - 339,78$	338,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 545,67 - 339,78$	205,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 545,67$	358,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 727,56 - 545,67$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 771,75$	358,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 977,64 - 771,75$	205,89	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6**



<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	181,89	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 452,16 - 181,89$	270,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 363,78 - 181,89$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 678,24 - 363,78$	314,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 545,67 - 363,78$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 521,67$	382,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 727,56 - 521,67$	205,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 727,56$	402,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 909,45 - 727,56$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 953,64$	402,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1159,53 - 953,64$	205,89	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7**

<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	181,89	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 452,16 - 181,89$	270,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 363,78 - 181,89$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 678,24 - 363,78$	314,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 545,67 - 363,78$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 904,32 - 545,67$	358,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 727,56 - 545,67$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 703,56$	426,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 909,45 - 703,56$	205,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 909,45$	447,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1091,34 - 909,45$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 1582,56 - 1135,53$	447,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 1341,42 - 1135,53$	205,89	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8**

<b>F<sub>t8,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t8,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t8,Rd} = \text{Min} (F_{t8,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(8)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 452,16 - 181,89$	270,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 434,39 - 181,89$	252,50	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 678,24 - 363,78$	314,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 616,28 - 363,78$	252,50	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum 7^5 F_{ij,Rd} = 904,32 - 545,67$	358,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum 7^5 F_{ij,Rd} = 798,17 - 545,67$	252,50	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum 7^4 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 727,56$	402,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum 7^4 F_{ij,Rd} = 980,06 - 727,56$	252,50	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum 7^3 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 885,45$	471,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum 7^3 F_{ij,Rd} = 1161,95 - 885,45$	276,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum 7^2 F_{ij,Rd} = 1582,56 - 1091,34$	491,22	Platine d'about - traction - groupe



<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 905,97 - 423,29$	482,67	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 197,21$	254,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 363,78 - 197,21$	166,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 423,29$	254,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 613,86 - 423,29$	190,57	Ame de la poutre - traction - groupe

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	181,89	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 905,97 - 589,86$	316,11	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 166,57$	285,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 363,78 - 166,57$	197,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 363,78$	314,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 545,67 - 363,78$	181,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 589,86$	314,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 795,75 - 589,86$	205,89	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 139,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 139,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	176,63	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 905,97 - 729,34$	176,63	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 452,16 - 139,48$	312,68	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 363,78 - 139,48$	224,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 678,24 - 306,04$	372,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 545,67 - 306,04$	239,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 503,26$	401,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 727,56 - 503,26$	224,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 729,34$	401,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 977,64 - 729,34$	248,30	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 110,61 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 110,61 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	66,02	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 905,97 - 839,95$	66,02	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 452,16 - 110,61$	341,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 363,78 - 110,61$	253,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 678,24 - 250,09$	428,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 545,67 - 250,09$	295,58	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 416,65$	487,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 727,56 - 416,65$	310,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 613,87$	516,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 909,45 - 613,87$	295,58	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 839,95$	516,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1159,53 - 839,95$	319,58	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7**

<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 905,97 - 905,97$	0,00	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 452,16 - 66,02$	386,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 363,78 - 66,02$	297,76	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 678,24 - 176,63$	501,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 545,67 - 176,63$	369,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 904,32 - 316,11$	588,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 727,56 - 316,11$	411,45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1130,40 - 482,67$	647,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 909,45 - 482,67$	426,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1356,48 - 679,89$	676,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1091,34 - 679,89$	411,45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 1582,56 - 905,97$	676,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 1341,42 - 905,97$	435,45	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 <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	705	226,08	-	-	226,08	289,27	226,08	792,59
2	615	197,21	-	-	226,08	289,27	226,08	792,59
3	525	166,57	-	-	226,08	289,27	226,08	792,59
4	435	139,48	-	-	226,08	289,27	226,08	792,59
5	345	110,61	-	-	226,08	289,27	226,08	792,59
6	255	66,02	-	-	226,08	289,27	226,08	792,59
7	165	-	-	-	226,08	289,27	226,08	792,59
8	75	-	-	-	226,08	289,27	226,08	792,59

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 483,64 \text{ [kN*m]}$  Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$  0,57 < 1,00 vérifié (0,57)

**Vérification de l'interaction M+N**

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1$  [6.2.5.1.(3)]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$  0,77 < 1,00 vérifié (0,77)



AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,77
--	-------	------

### 6.4.3 Assemblage poteau-traverse

L'assemblage poteau - traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

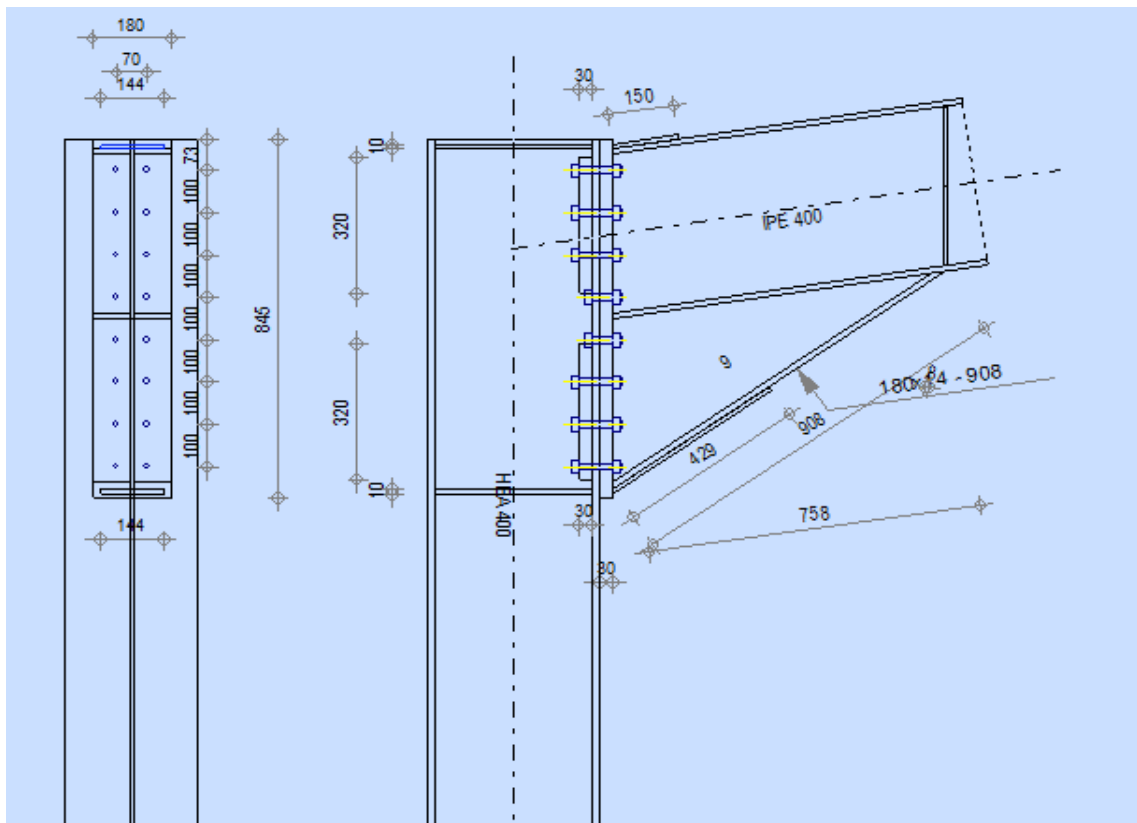


Figure 90. Assemblage poutre-poteaux

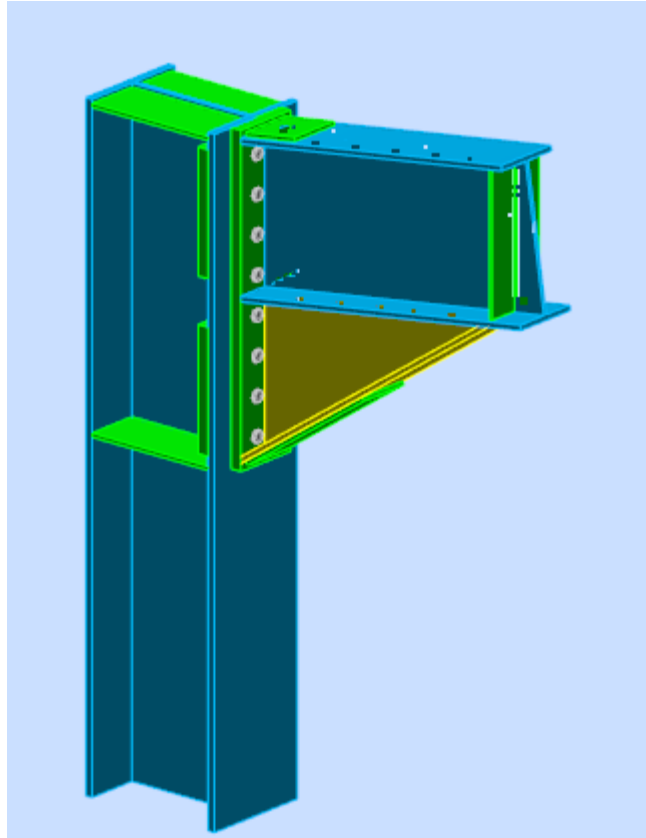


Figure 91. Assemblage poutre-poteaux vue 3D

➔ **Note de calcul robot**

## GENERAL

Assemblage N°:	2
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Noeud de la structure:	167
Barres de la structure:	200, 202

## Géométrie

### Poteau

Profilé:	HEA 450
Barre N°:	200
$\alpha =$	-90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	440 [mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300 [mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	12 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	21 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	178,03 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	63721,60 [cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24
$f_{yc} =$	235,00 [MPa] Résistance

### Poutre

Profilé:	IPE 400
Barre N°:	202
$\alpha =$	8,5 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	400 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	180 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128,40 [cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24
$f_{yb} =$	235,00 [MPa] Résistance

## Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d =$	16 [mm] Diamètre du boulon
Classe =	8.8 Classe du boulon
$F_{TRd} =$	90,43 [kN] Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2 Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8 Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	73 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70 [mm]
Entraxe $p_i =$	100;100;100;100;100;100;100 [mm]

## Platine

$h_p =$	845 [mm] Hauteur de la platine
$b_p =$	180 [mm] Largeur de la platine
$t_p =$	30 [mm] Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24
$f_{yp} =$	235,00 [MPa] Résistance

## Jarret inférieur

$w_d =$	180 [mm] Largeur de la platine
$t_{fd} =$	14 [mm] Epaisseur de l'aile
$h_d =$	400 [mm] Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9 [mm] Epaisseur de l'âme
$l_d =$	758 [mm] Longueur de la platine
$\alpha =$	34,3 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER
$f_{ybu} =$	235,00 [MPa] Résistance

## Renfort horizontal supérieur

$w_{pu} =$	144 [mm] Hauteur du raidisseur
$l_{pu} =$	150 [mm] Longueur du raidisseur vertical
$t_{pu} =$	10 [mm] Epaisseur du raidisseur vertical
Matériau:	ACIER E24
$f_{ypu} =$	235,00 [MPa] Résistance

## Renfort horizontal inférieur

$w_{pd} =$	144 [mm] Hauteur du raidisseur
$l_{pd} =$	429 [mm] Longueur du raidisseur vertical
$t_{pd} =$	10 [mm] Epaisseur du raidisseur vertical
Matériau:	ACIER E24
$f_{ypd} =$	235,00 [MPa] Résistance

## Raidisseur poteau



**Supérieur**

$h_{su} = 398$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} = 398$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**Soudures d'angle**

$a_w = 7$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 10$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 7$  [mm] Soudure du raidisseur  
 $a_{fd} = 5$  [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]
$\gamma_{M3} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**Efforts****Etat limite: ultime**

Cas: 32:  $1.35G + 1.5T + Q$   $1 * 1.35 + 6 * 1.50 + 2 * 1.00$

$M_{b1,Ed} = -29,53$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite  
 $V_{b1,Ed} = -36,80$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite  
 $N_{b1,Ed} = 155,99$  [kN] Effort axial dans la poutre droite  
 $M_{c1,Ed} = 30,10$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur  
 $V_{c1,Ed} = 161,92$  [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur  
 $N_{c1,Ed} = 5,45$  [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

**Résultats****Résistances de la poutre****TRACTION**

$A_b = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

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

$N_{tb,Rd} = 1984,89$  [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

**CISAILLEMENT**

$A_{vb} = 77,09$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 1046,00$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,04 < 1,00$  **vérifié** (0,04)

**FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)**

$W_{plb} = 1307,26$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 307,2$  [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**

$W_{pl} = 4227,39$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 993,44$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd} = 993,44$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]  
 $h_f = 777$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]  
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$   
 $F_{c,fb,Rd} = 1278,65$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

**Résistances du poteau**

**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = -29,53$  [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)]  
 $V_{c1,Ed} = 161,92$  [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)]  
 $z = 701$  [mm] Bras de levier [6.2.5]  
 $V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$   
 $V_{wp,Ed} = -123,10$  [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]  
 $A_{vs} = \frac{65,7}{8}$  [cm<sup>2</sup>] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]  
 $A_{vc} = \frac{65,7}{8}$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]  
 $d_s = 614$  [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]  
 $M_{pl,fc,Rd} = 7,77$  [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)]  
 $V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$   
 $V_{wp,Rd} = 834,33$  [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]  
 $V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,15 < 1,00$  **vérifié** (0,15)

**AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]  
 $b_{eff,c,wc} = 318$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]  
 $A_{vc} = 65,78$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]  
 $\omega = 0,84$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]  
 $\sigma_{com,Ed} = 7,82$  [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]  
 $k_{wc} = 1,00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]  
 $A_s = 28,85$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]  
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$   
 $F_{c,wc,Rd1} = 1403,68$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 344$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]  
 $\lambda_p = 0,90$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]  
 $\rho = 0,87$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]  
 $\lambda_s = 3,90$  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]  
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$   
 $F_{c,wc,Rd2} = 1306,86$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$   
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 1306,86$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

**Paramètres géométriques de l'assemblage**

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	8	-	115	-	100	48	61	48	61	124	24	24	24

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
2	8	-	115	-	100	48	174	48	174	200	100	100	100
3	8	-	115	-	100	48	174	48	174	200	100	100	100
4	8	-	115	-	100	48	174	48	174	200	100	100	100
5	8	-	115	-	100	48	174	48	174	200	100	100	100
6	8	-	115	-	100	48	174	48	174	200	100	100	100
7	8	-	115	-	100	48	174	48	174	200	100	100	100
8	8	-	115	-	100	48	61	48	61	124	24	24	24

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	23	-	55	-	100	143	159	143	159	172	129	129	129
2	23	-	55	-	100	143	160	143	160	200	100	100	100
3	23	-	55	-	100	143	160	143	160	200	100	100	100
4	23	-	55	-	100	143	160	143	160	200	100	100	100
5	23	-	55	-	100	143	160	143	160	200	100	100	100
6	23	-	55	-	100	143	160	143	160	200	100	100	100
7	23	-	55	-	100	143	160	143	160	200	100	100	100
8	23	-	55	-	100	143	177	143	177	172	147	147	147

- m – Distance du boulon de l'âme
- m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

**Résistance de l'assemblage à la traction**

- F<sub>t,Rd</sub> = 90,43 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
- B<sub>p,Rd</sub> = 277,41 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
- F<sub>t,fc,Rd</sub> – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- F<sub>t,wc,Rd</sub> – résistance de l'âme du poteau à la traction
- F<sub>t,ep,Rd</sub> – résistance de la platine fléchie à la flexion
- F<sub>t,wb,Rd</sub> – résistance de l'âme à la traction
- F<sub>t,fc,Rd</sub> = Min (F<sub>T,1,fc,Rd</sub>, F<sub>T,2,fc,Rd</sub>, F<sub>T,3,fc,Rd</sub>) [6.2.6.4], [Tab.6.2]
- F<sub>t,wc,Rd</sub> = ω b<sub>eff,t,wc</sub> t<sub>wc</sub> f<sub>yc</sub> / γ<sub>M0</sub> [6.2.6.3.(1)]
- F<sub>t,ep,Rd</sub> = Min (F<sub>T,1,ep,Rd</sub>, F<sub>T,2,ep,Rd</sub>, F<sub>T,3,ep,Rd</sub>) [6.2.6.5], [Tab.6.2]
- F<sub>t,wb,Rd</sub> = b<sub>eff,t,wb</sub> t<sub>wb</sub> f<sub>yb</sub> / γ<sub>M0</sub> [6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

F <sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t1,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>t1,Rd</sub> = Min (F <sub>t1,Rd,comp</sub> )	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(1)</sub> = 180,86	180,86	Aile du poteau - traction
F <sub>t,wc,Rd(1)</sub> = 129,31	129,31	Ame du poteau - traction
F <sub>t,ep,Rd(1)</sub> = 180,86	180,86	Platine d'about - traction
F <sub>t,wb,Rd(1)</sub> = 289,27	289,27	Ame de la poutre - traction
B <sub>p,Rd</sub> = 554,81	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

F <sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t2,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>t2,Rd</sub> = Min (F <sub>t2,Rd,comp</sub> )	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(2)</sub> = 180,86	180,86	Aile du poteau - traction

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wc,Rd(2)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 325,38 - 129,31$	196,08	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 462,28 - 129,31$	332,98	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 502,08 - 129,31$	372,77	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 552,82 - 258,61$	294,20	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 404,20 - 129,31$	274,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 664,38 - 258,61$	405,77	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 502,08 - 129,31$	372,77	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 695,84 - 258,61$	437,22	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 723,46 - 387,92$	335,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 735,60 - 387,92$	347,67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 404,20 - 129,31$	274,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 606,30 - 258,61$	347,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 723,46 - 387,92$	335,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 866,48 - 387,92$	478,56	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Aile du poteau - traction - groupe

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 502,08 - 129,31$	372,77	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 695,84 - 258,61$	437,22	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 723,46 - 387,92$	335,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 845,24 - 387,92$	457,31	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 517,23$	387,09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 875,21 - 517,23$	357,98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 404,20 - 129,31$	274,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 606,30 - 258,61$	347,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 723,46 - 387,92$	335,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 808,40 - 387,92$	420,48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 517,23$	387,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1068,58 - 517,23$	551,35	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6**

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 502,08 - 129,31$	372,77	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 695,84 - 258,61$	437,22	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 723,46 - 387,92$	335,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 845,24 - 387,92$	457,31	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 517,23$	387,09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 957,10 - 517,23$	439,87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 646,54$	438,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 979,36 - 646,54$	332,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 404,20 - 129,31$	274,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 606,30 - 258,61$	347,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 723,46 - 387,92$	335,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 808,40 - 387,92$	420,48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 517,23$	387,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1010,50 - 517,23$	493,27	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 646,54$	438,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1270,68 - 646,54$	624,15	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7**

<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 502,08 - 129,31$	372,77	Ame du poteau - traction - groupe

<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 695,84 - 258,61$	437,22	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 723,46 - 387,92$	335,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 845,24 - 387,92$	457,31	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 517,23$	387,09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 957,10 - 517,23$	439,87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 646,54$	438,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1040,14 - 646,54$	393,60	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 1266,05 - 775,84$	490,20	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 1056,68 - 775,84$	280,84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 404,20 - 129,31$	274,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 606,30 - 258,61$	347,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 723,46 - 387,92$	335,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 808,40 - 387,92$	420,48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 517,23$	387,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1010,50 - 517,23$	493,27	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 646,54$	438,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 1212,60 - 646,54$	566,06	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 1266,05 - 775,84$	490,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 1472,78 - 775,84$	696,94	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8**

<b>F<sub>t8,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t8,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t8,Rd} = \text{Min}(F_{t8,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(8)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(8)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(8)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 325,38 - 129,31$	196,08	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 552,82 - 258,61$	294,20	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5)} - \sum 7^5 F_{ij,Rd} = 723,46 - 387,92$	335,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5)} - \sum 7^5 F_{ij,Rd} = 735,60 - 387,92$	347,67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum 7^4 F_{ij,Rd} = 904,32 - 517,23$	387,09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum 7^4 F_{ij,Rd} = 875,21 - 517,23$	357,98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum 7^3 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 646,54$	438,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum 7^3 F_{ij,Rd} = 979,36 - 646,54$	332,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum 7^2 F_{ij,Rd} = 1266,05 - 775,84$	490,20	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum 7^2 F_{ij,Rd} = 1056,68 - 775,84$	280,84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 7^1 F_{ij,Rd} = 1446,91 - 905,15$	541,76	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 7^1 F_{ij,Rd} = 1072,11 - 905,15$	166,96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 500,13 - 129,31$	370,82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 542,59 - 258,61$	283,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 702,23 - 258,61$	443,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum 7^5 F_{ij,Rd} = 723,46 - 387,92$	335,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum 7^5 F_{ij,Rd} = 904,33 - 387,92$	516,41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum 7^4 F_{ij,Rd} = 904,32 - 517,23$	387,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum 7^4 F_{ij,Rd} = 1106,43 - 517,23$	589,20	Ame de la poutre - traction - groupe

<b>F<sub>t8,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t8,Rd,comp</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd}(8+7+6+5+4+3) - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 646,54$	438,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(8+7+6+5+4+3) - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1308,53 - 646,54$	661,99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(8+7+6+5+4+3+2) - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1266,05 - 775,84$	490,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(8+7+6+5+4+3+2) - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1510,63 - 775,84$	734,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(8+7+6+5+4+3+2+1) - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 1446,91 - 905,15$	541,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(8+7+6+5+4+3+2+1) - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 1770,81 - 905,15$	865,66	Ame de la poutre - traction - groupe

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	751	129,31	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
2	651	129,31	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
3	551	129,31	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
4	451	129,31	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
5	351	129,31	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
6	251	129,31	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
7	151	129,31	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
8	51	129,31	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N<sub>j,Rd</sub>**

$N_{j,Rd} = \sum F_{ij,Rd}$

$N_{j,Rd} = 1034,46$  [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  0,15 < 1,00 **vérifié** (0,15)

**Résistance de l'assemblage à la flexion**

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd}(1) = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd}(1) = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd}(1) = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd}(1) = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 834,33$	834,33	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1306,86$	1306,86	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1278,65$	1278,65	Aile de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd}(2) = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd}(2) = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd}(2) = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd}(2) = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 834,33 - 129,31$	705,02	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1306,86 - 129,31$	1177,55	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1278,65 - 129,31$	1149,35	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd}(2+1) - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd}(2+1) - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 325,38 - 129,31$	196,08	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd}(2+1) - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361,73 - 129,31$	232,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(2+1) - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 462,28 - 129,31$	332,98	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$

$F_{t2,Rd} = 112,08$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ii,Rd} = 834,33 - 241,39$	592,94	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1306,86 - 241,39$	1065,47	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1278,65 - 241,39$	1037,26	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 361,73 - 112,08$	249,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 502,08 - 112,08$	389,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 542,59 - 241,39$	301,20	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 552,82 - 241,39$	311,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 361,73 - 112,08$	249,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 404,20 - 112,08$	292,12	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 542,59 - 241,39$	301,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 664,38 - 241,39$	422,99	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$

$F_{t3,Rd} = 94,86$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$

$F_{t3,Rd} = 94,86$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ii,Rd} = 834,33 - 336,25$	498,08	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1306,86 - 336,25$	970,61	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1278,65 - 336,25$	942,41	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 361,73 - 94,86$	266,87	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 502,08 - 94,86$	407,22	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 542,59 - 206,94$	335,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 695,84 - 206,94$	488,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 723,46 - 336,25$	387,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 735,60 - 336,25$	399,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 361,73 - 94,86$	266,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 404,20 - 94,86$	309,34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 542,59 - 206,94$	335,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 606,30 - 206,94$	399,36	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 723,46 - 336,25$	387,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 866,48 - 336,25$	530,24	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$

$F_{t4,Rd} = 77,63$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$

$F_{t4,Rd} = 77,63$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**



<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 834,33 - 413,88$	420,45	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1306,86 - 413,88$	892,98	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 1278,65 - 413,88$	864,77	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 361,73 - 77,63$	284,10	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 502,08 - 77,63$	424,44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 542,59 - 172,49$	370,10	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 695,84 - 172,49$	523,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 723,46 - 284,57$	438,88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 845,24 - 284,57$	560,66	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 413,88$	490,44	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 875,21 - 413,88$	461,33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 361,73 - 77,63$	284,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 404,20 - 77,63$	326,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 542,59 - 172,49$	370,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 606,30 - 172,49$	433,81	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 723,46 - 284,57$	438,88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 808,40 - 284,57$	523,83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 413,88$	490,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1068,58 - 413,88$	654,70	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$

$F_{t5,Rd} = 60,41$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$

$F_{t5,Rd} = 60,41$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6**

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 834,33 - 474,29$	360,04	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1306,86 - 474,29$	832,57	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1278,65 - 474,29$	804,37	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 361,73 - 60,41$	301,32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 502,08 - 60,41$	441,67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 542,59 - 138,04$	404,55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 695,84 - 138,04$	557,80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 723,46 - 232,90$	490,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 845,24 - 232,90$	612,34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 344,98$	559,34	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 957,10 - 344,98$	612,12	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 474,29$	610,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 979,36 - 474,29$	505,07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 361,73 - 60,41$	301,32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 404,20 - 60,41$	343,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 542,59 - 138,04$	404,55	Platine d'about - traction - groupe

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 606,30 - 138,04$	468,26	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 723,46 - 232,90$	490,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 808,40 - 232,90$	575,50	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 904,32 - 344,98$	559,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1010,50 - 344,98$	665,52	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 474,29$	610,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1270,68 - 474,29$	796,40	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$

$F_{t6,Rd} = 43,18$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$

$F_{t6,Rd} = 43,18$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7**

<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 834,33 - 517,47$	316,86	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 1306,86 - 517,47$	789,39	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 1278,65 - 517,47$	761,18	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 361,73 - 43,18$	318,55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 502,08 - 43,18$	458,89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 542,59 - 103,59$	439,00	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 695,84 - 103,59$	592,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 723,46 - 181,22$	542,23	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 845,24 - 181,22$	664,01	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 276,08$	628,24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 957,10 - 276,08$	681,02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 388,16$	697,02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1040,14 - 388,16$	651,98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1266,05 - 517,47$	748,58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1056,68 - 517,47$	539,22	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 361,73 - 43,18$	318,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 404,20 - 43,18$	361,02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 542,59 - 103,59$	439,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 606,30 - 103,59$	502,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 723,46 - 181,22$	542,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 808,40 - 181,22$	627,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 904,32 - 276,08$	628,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1010,50 - 276,08$	734,42	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 388,16$	697,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1212,60 - 388,16$	824,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1266,05 - 517,47$	748,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1472,78 - 517,47$	955,31	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$

$F_{t7,Rd} = 25,96$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd} h_7/h_2$

$F_{t7,Rd} = 25,96$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8**

<b>F<sub>t8,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t8,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t8,Rd} = \text{Min} (F_{t8,Rd,comp})$	129,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(8)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(8)} = 129,31$	129,31	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(8)} = 180,86$	180,86	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 289,27$	289,27	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 554,81$	554,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^7 F_{ii,Rd} = 834,33 - 543,43$	290,90	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^7 F_{ij,Rd} = 1306,86 - 543,43$	763,43	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^7 F_{ij,Rd} = 1278,65 - 543,43$	735,23	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 361,73 - 25,96$	335,77	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 325,38 - 25,96$	299,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 542,59 - 69,14$	473,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 552,82 - 69,14$	483,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5)} - \sum 7^5 F_{ij,Rd} = 723,46 - 129,55$	593,91	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5)} - \sum 7^5 F_{ij,Rd} = 735,60 - 129,55$	606,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum 7^4 F_{ij,Rd} = 904,32 - 207,18$	697,14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum 7^4 F_{ij,Rd} = 875,21 - 207,18$	668,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum 7^3 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 302,04$	783,15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum 7^3 F_{ij,Rd} = 979,36 - 302,04$	677,32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum 7^2 F_{ij,Rd} = 1266,05 - 414,12$	851,93	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum 7^2 F_{ij,Rd} = 1056,68 - 414,12$	642,57	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 7^1 F_{ij,Rd} = 1446,91 - 543,43$	903,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 7^1 F_{ij,Rd} = 1072,11 - 543,43$	528,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 361,73 - 25,96$	335,77	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum 7^7 F_{ij,Rd} = 500,13 - 25,96$	474,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 542,59 - 69,14$	473,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum 7^6 F_{ij,Rd} = 702,23 - 69,14$	633,09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum 7^5 F_{ij,Rd} = 723,46 - 129,55$	593,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum 7^5 F_{ij,Rd} = 904,33 - 129,55$	774,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum 7^4 F_{ij,Rd} = 904,32 - 207,18$	697,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum 7^4 F_{ij,Rd} = 1106,43 - 207,18$	899,25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum 7^3 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 302,04$	783,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum 7^3 F_{ij,Rd} = 1308,53 - 302,04$	1006,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum 7^2 F_{ij,Rd} = 1266,05 - 414,12$	851,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum 7^2 F_{ij,Rd} = 1510,63 - 414,12$	1096,51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 7^1 F_{ij,Rd} = 1446,91 - 543,43$	903,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 7^1 F_{ij,Rd} = 1770,81 - 543,43$	1227,39	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t8,Rd} = F_{t1,Rd} h_8/h_1$

$F_{t8,Rd} = 8,73$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t8,Rd} = F_{t2,Rd} h_8/h_2$

$F_{t8,Rd} = 8,73$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	751	129,31	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
2	651	112,08	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
3	551	94,86	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
4	451	77,63	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
5	351	60,41	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
6	251	43,18	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
7	151	25,96	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81
8	51	8,73	180,86	129,31	180,86	289,27	180,86	554,81

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 293,59$  [kN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$  0,10 < 1,00 **vérifié** (0,10)

**Vérification de l'interaction M+N**

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1$  [6.2.5.1.(3)]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$  0,25 < 1,00 **vérifié** (0,25)

**Résistance de l'assemblage au cisaillement**

$\alpha_v = 0,60$  Coefficient pour le calcul de  $F_{v,Rd}$  [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,86$  Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 51,62$  [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 90,43$  [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 245,28$  [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 245,28$  [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	129,31	19,50	129,31	13,00	32,50	89,99
2	129,31	19,50	112,08	11,27	30,77	90,70
3	129,31	19,50	94,86	9,54	29,04	91,40
4	129,31	19,50	77,63	7,81	27,31	92,11
5	129,31	19,50	60,41	6,08	25,57	92,82
6	129,31	19,50	43,18	4,34	23,84	93,52
7	129,31	19,50	25,96	2,61	22,11	94,23
8	129,31	19,50	8,73	0,88	20,38	94,93

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$  [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd} = 739,70$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$  0,05 < 1,00 **vérifié** (0,05)

**Résistance des soudures**

$A_w = 174,51$  [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} = 75,36$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 99,15$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

$I_{wy} = 120229,57$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe [4.5.3.2(5)]

horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 19,85$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

[4.5.3.2(6)]

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 19,85$  [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

[4.5.3.2(5)]

## Résistance des soudures

$A_w =$	174,51 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures		[4.5.3.2(2)]
$\tau_{II} =$	-3,71 [MPa]	Contrainte tangentielle		[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation		[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	39,69	<	365,00	<b>vérifié</b> (0,11)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	40,21	<	365,00	<b>vérifié</b> (0,11)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	19,85	<	262,80	<b>vérifié</b> (0,08)

## Rigidité de l'assemblage

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance  $N_{pl,Rd}$ . Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

### Composant le plus FAIBLE :

AME DU POTEAU EN TRACTION

### Remarques

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.

1 [mm] < 8 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,25

## 6.4.4 Assemblage pied de poteaux

Il est possible d'utiliser des pieds de poteaux encastrés mais seulement s'il existe des informations faibles sur la caractéristique du sol. Bien que normalement le pied soit de type articulé, il est préférable de prévoir quatre boulons d'encrage pour des raisons de sécurité, car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

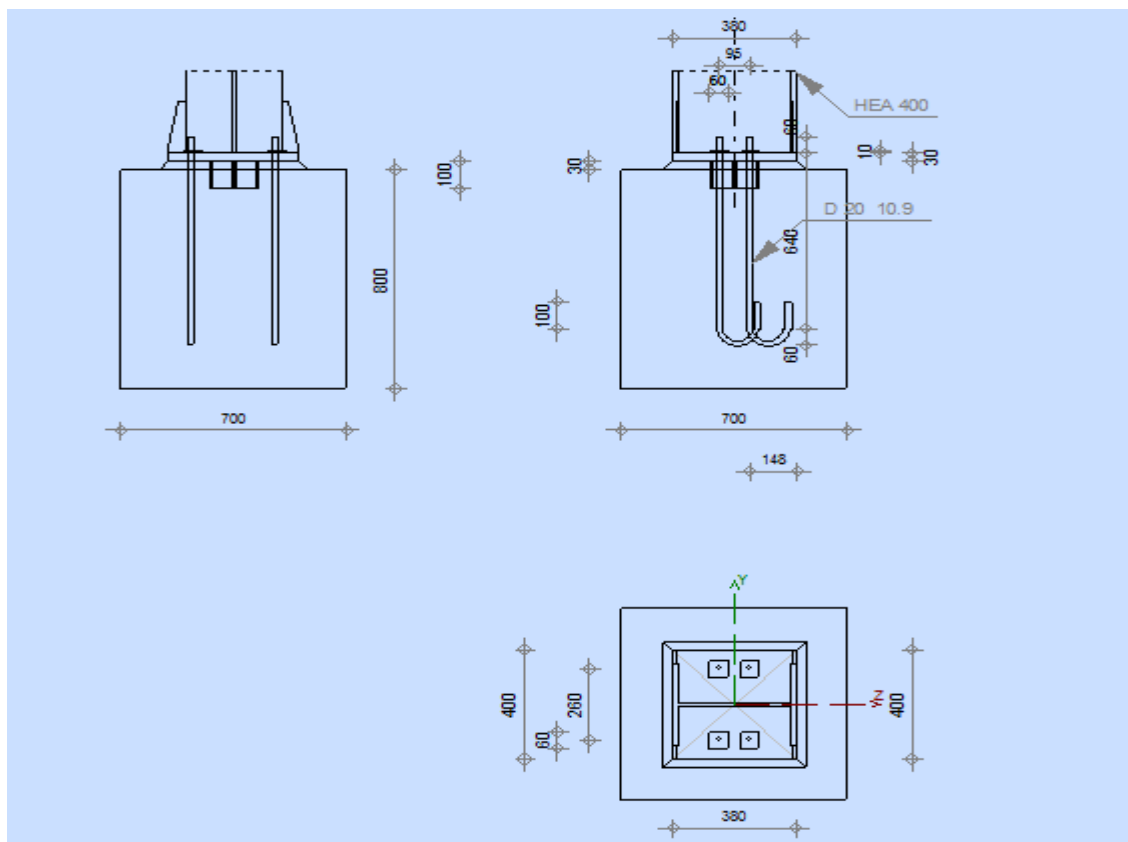
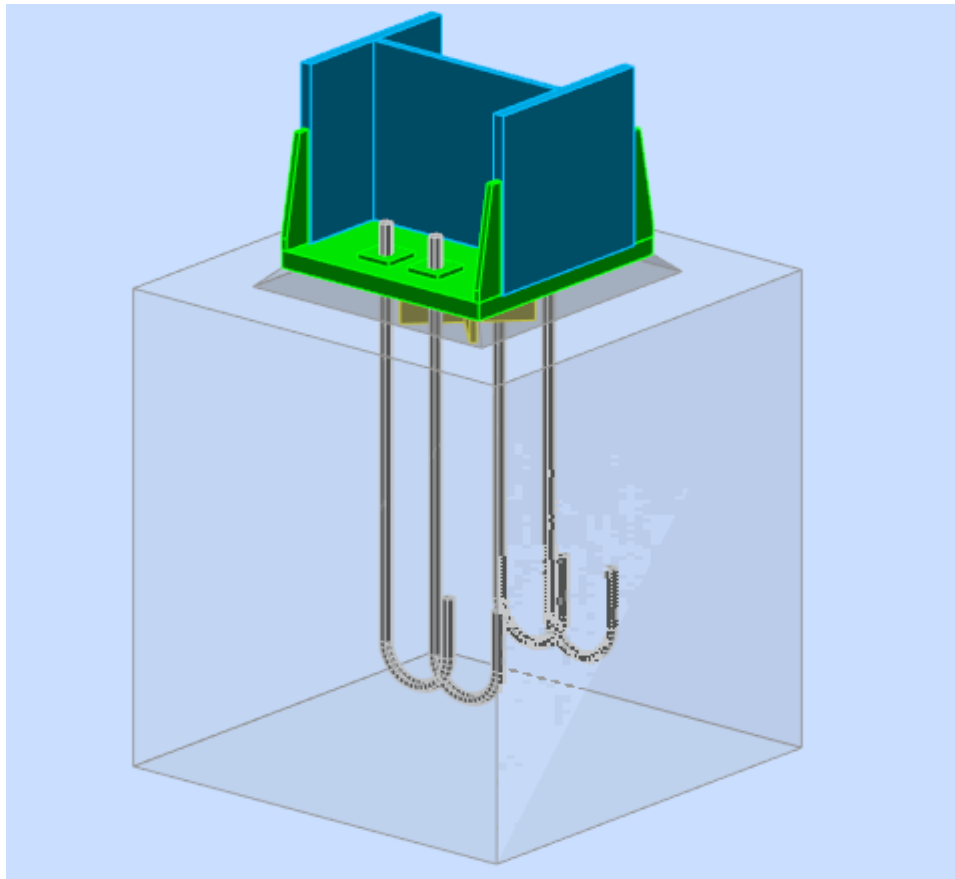




Figure 92. Assemblage pied de poteaux

 **Note de calcul**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	<b>Calcul du Pied de Poteau articulé</b> Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	

**Général**

Assemblage N°: 5  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé  
 Noeud de la structure: 33  
 Barres de la structure: 23

**Géométrie****Poteau**

Profilé: HEA 400  
 Barre N°: 23  
 $L_c = 5,65$  [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<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 45069,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER  
 $f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

**Platine de prescellement**

$l_{pd} = 380$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 400$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{ypd} = 235,00$  [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 = 10.9 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 670,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction  
 $d = 20$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $n_v = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_H = 2$  Nombre de rangées des boulons  
 $e_H = 95$  [mm] Ecartement  
 $e_v = 260$  [mm] Entraxe  
**Dimensions des tiges d'ancrage**  
 $L_1 = 60$  [mm]  
 $L_2 = 640$  [mm]

$L_1 = 60$  [mm]  
 $L_3 = 120$  [mm]  
 $L_4 = 100$  [mm]

**Platine**

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

**Bêche**

Profilé:

X

$l_w = 100$  [mm] Longueur  
 $l_w = 200$  [mm] Largeur  
 $t_w = 10$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{yw} = 235,00$  [MPa] Résistance

**Raidisseur**

$l_s = 380$  [mm] Longueur  
 $w_s = 400$  [mm] Largeur  
 $h_s = 190$  [mm] Hauteur  
 $t_s = 10$  [mm] Epaisseur  
 $d_1 = 20$  [mm] Grugeage  
 $d_2 = 20$  [mm] Grugeage

**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**

$L = 700$  [mm] Longueur de la semelle  
 $B = 700$  [mm] Largeur de la semelle  
 $H = 800$  [mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe BETON35

$f_{ck} = 35,00$  [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**

$a_p = 4$  [mm] Plaque principale du pied de poteau  
 $a_w = 4$  [mm] Bêche  
 $a_s = 4$  [mm] Raidisseurs

**Efforts**

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -832,50$  [kN] Effort axial  
 $V_{j,Ed,y} = -0,10$  [kN] Effort tranchant  
 $V_{j,Ed,z} = -5,02$  [kN] Effort tranchant

**Résultats****Zone comprimée**



**COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 23,33$ [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 27,93$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 50$ [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 64$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 400$ [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 256,97$ [cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 1349,07$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 1373,83$ [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)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$		
$f_{jd} = 35,64$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 785,33$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 2799,10$ [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]

**RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMÉE**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 2799,10$ [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)	$0,30 < 1,00$	vérifié	(0,30)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

**Cisaillement**

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

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

$\alpha_{d,y} = 1,0$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,0$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,5$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y}*\alpha_{b,y}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 438,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

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

$\alpha_{d,z} = 2,1$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,0$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,5$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}*\alpha_{b,z}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 438,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 3,14$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b*f_{ub}*A_{vb}/\gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 62,33$ [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]
$M_{Rk,s} = 0,79$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 55$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M*M_{Rk,s}/(l_{sm}*\gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 23,92$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

$N_{Rk,c} = 94,42$	[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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} = 87,42$	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
<b>ECRASEMENT DU BORD DU BETON</b>			
<b>Cisaillement par l'effort <math>V_{j,Ed,y}</math></b>			
$V_{Rk,c,y}^0 = 327,9$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$= \frac{\quad}{2}$			
$\psi_{A,V,y} = 0,92$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,97$		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]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y} = 135,69$	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
<b>Cisaillement par l'effort <math>V_{j,Ed,z}</math></b>			
$V_{Rk,c,z}^0 = 528,7$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$= \frac{\quad}{2}$			
$\psi_{A,V,z} = 0,48$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,00$		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,85$		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]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z} = 100,34$	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
<b>GLISSEMENT DE LA SEMELLE</b>			
$C_{f,d} = 0,30$		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 832,50$	[kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} = 249,75$	[kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
<b>CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON</b>			
$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,y} = 653,33$	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,z} = 653,33$	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
<b>CONTROLE DU CISAILLEMENT</b>			
$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 998,76$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$		$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 998,76$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,01 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,01)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,01 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,01)

## Contrôle des raidisseurs

### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 =$	0,00 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	0,00 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	125 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	571,58 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	0,00 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	0,00 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	0,00 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,00 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,00)

### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	1,46 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	58,56 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	42 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	2350,83 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	0,75 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	11,09 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	30,82 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	53,39 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,23 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,23)

## Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	48,37 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	48,37 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	-0,02 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} =$	-1,78 [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)			0,18 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,18)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,28 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,28)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,28 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,28)

## Soudures verticales des raidisseurs

### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,00 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,00)

### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	21,51 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	21,51 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	38,53 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	79,39 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,23 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,23)

## Soudures horizontales des raidisseurs

### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	-0,02 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,03 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
<b>max (<math>\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z</math>) / (<math>f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})</math>) ≤ 1.0 (4.1)</b>				
	0,00		< 1,00	vérifié (0,00)
<b>Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)</b>				
$\sigma_{\perp} =$	103,52	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	103,52	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	47,34	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	222,68	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
<b>max (<math>\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z</math>) / (<math>f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})</math>) ≤ 1.0 (4.1)</b>				
	0,65		< 1,00	vérifié (0,65)

**Composant le plus faible :**

RAIDISSEUR - SOUDURES HORIZONTALES

**Remarques**

Longueur de la plaque d'assise inférieure à la hauteur du profilé du poteau.	380 [mm] < 390 [mm]
La taille du grugeage d1 trop importante. Le grugeage dépasse l'étendue du raidisseur.	20 [mm] >= -5 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	<b>Ratio</b> 0,65
--	-------------------

# CHAPITRE 7

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### 7.1 Introduction

La présente étude constitue au choix et au dimensionnement du type de fondation nécessaire pour le bâtiment. L'infrastructure doit donc constituer un ensemble rigide capable de remplir les triples fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure.
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.
- Cependant, dans la recherche de toutes les caractéristiques ci-hauts, nous associons au choix de cette fondation les critères suivants :
- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage) : tenir compte de la disponibilité humaine et matérielle.
- Economie : chercher le meilleur coupe sécurité / coût.

### 7.2 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 du sol (site S3)  $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar}$ .
- La profondeur d'ancrage est  $D = 2 \text{ m}$ .

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action qui d'écrite au **[RPA99 V2003.Art.10.1.4.1]**.

1.  $G+Q+E$
2.  $0,8 G\bar{+}E$

Types des tassements :

- Différentiel
- Structurale

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles isole.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( **$S_s / S_b < 50\%$** )

### 7.3 Choix de type des semelles

La surface de la semelle est donnée par

$$S_{totale} \geq \frac{W_{bat}}{\sigma_{sol}} = \frac{812,45}{250} = 3,24 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Surface totale du bâtiment : } S_{bâtiment} = 36 \times 30 = 1080 \text{ m}^2, 0.5 S_b = 540 \text{ m}^2$$

$$S_s = 3.24 \text{ m}^2 \leq 0.5 S_b = 540 \text{ m}^2$$

On déduit que la surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment, donc on opte pour une semelle isolée.

- Les efforts sollicitant les plus défavorables sous le poteau le plus sollicités calculés par le logiciel ROBOT sont

**Tableau 41.** Les efforts sous chaque action

ELS	ELU	Accidentelle
N <sub>ser</sub> =231,12 KN	N <sub>u</sub> =249,29 KN	N <sub>acc</sub> =50,66 KN
M <sub>u</sub> =0	M <sub>ser</sub> =0	M <sub>acc</sub> =0

On remarque que les moments sous différentes combinaisons sont nuls. Car on a des appuis doubles.

Les valeurs sont amplifiées par 1.2 fois selon l'article **C.1.2.1 du CBA93 [5]**,

La fissuration est très nuisible

### 7.3.1 Dimensionnement de la Semelle :

- **Détermination de H et B**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = B \frac{a}{b} \\ B = H \frac{b}{a} \end{array} \right\}$$

ON un poteau avec un HEA 450 donc  $a=440\text{mm}$   $b=300\text{mm}$

$$\frac{A}{B} = 1,46 \Rightarrow A = 1,46B$$

$$\frac{N_u}{N_s} = \frac{249,29}{231,12} = 1,037 < \sigma_{sol} = 2,5$$

Donc l'ELS prépondérant, on dimensionne la section à l'ELS

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \Rightarrow S_{semelle} = \frac{N_s \times 1,20}{\sigma_{sol}} = 11093,76 \text{ cm}^2$$

$$B^2 = \frac{11093,76}{1,46} \Rightarrow B = \sqrt{7598,46} = 87,16 \text{ cm}$$

On choisit **B= 1m** et **A=1.5m**

- **Détermination de d et h :**

$$\frac{B-b}{4} < d < H-h \Rightarrow 17,5\text{cm} \leq d \leq 110\text{cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$h = d + 5\text{cm}$$

$$\text{Alors } h_t = 35\text{cm}$$

- **Poids de la semelle**

$$P_s = A \times B \times h_t \times \gamma_b = 13,125 \text{ KN}$$

- **Vérification courante**

$$\sigma_s = \frac{N_s + P_s}{S_s} = 1,6 \text{ bar} \leq \sigma_{sol} = 2,5 \text{ bar} \Rightarrow \text{vérifier}$$

### 7.3.2 Calcul du ferrailage

#### - À ELU

$$A//A = \frac{N_u \times (A-a)}{8d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$$A//B = \frac{N_u \times (B-b)}{8d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

#### - À ELS

$$A//A = \frac{N_s \times (A-a)}{8d \times \sigma_{st}}$$

$$A//B = \frac{N_s \times (B-b)}{8d \times \sigma_{st}}$$

Avec:

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,15$

#### - Accidentelle

$$A//A = \frac{N_{acc} \times (A-a)}{8d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$$A//B = \frac{N_{acc} \times (B-b)}{8d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

**Tableau 42.** Tableau des sections sous les différentes combinaisons

	ELU	ELS	ELA
A//A	3.16 cm <sup>2</sup>	5.06 cm <sup>2</sup>	0.667 cm <sup>2</sup>
A//B	2.09 cm <sup>2</sup>	3.34 cm <sup>2</sup>	0.424 cm <sup>2</sup>

#### - Cas le plus défavorable

$A//A \Rightarrow 5.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  donc on prend un ferrailage de 8T10=6,28 cm<sup>2</sup>

$A//B \Rightarrow 3.34 \text{ cm}^2$  donc on prend un ferrailage de 8T10=6,28 cm<sup>2</sup>

#### ▪ Détermination de la hauteur du patin 'e' :

$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$

$\Rightarrow e \geq \max(12; 15\text{cm})$  donc on prend  $e = 20 \text{ cm}$



### ▪ Vérification du poinçonnement

$$N'u = N \left(1 - \frac{(a+h)(b+h)}{s}\right) = 30,50 \text{ KN} < 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_y}{\gamma_b} = 73,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifier}$$

$$P_c = [(a+h) + (b+h)] \times 2 = 2,88 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

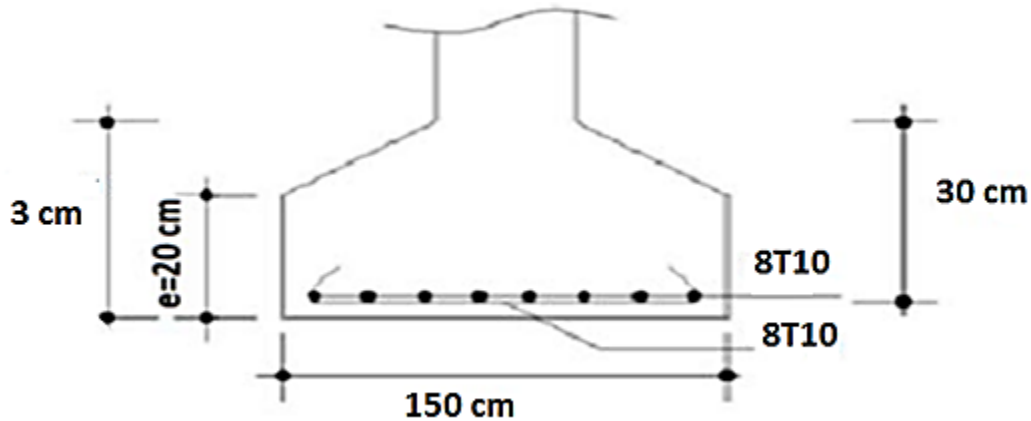


Figure 93. Ferrailage des semelles isolées

## 7.4 Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort normal de traction.

Selon le RPA 99 version 2003, les dimensions minimales sont de (25x30) cm<sup>2</sup>. pour site S3 Donc, on prend des longrines de dimensions (30x35) cm<sup>2</sup>.

Les longrines, ou le dispositif équivalent, doivent être calculées pour résister à la traction sous 20kN. L'action d'une force est égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : Est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés

$\alpha = 15$  selon la catégorie du site

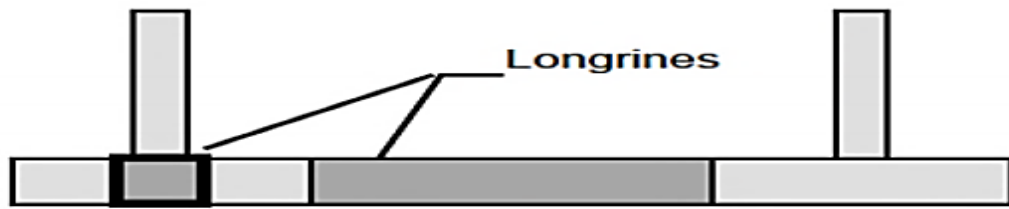


Figure 94. Coupe transversale des semelles isolées.

### 7.4.1 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :  $F = \max\left[\frac{N}{\alpha}, 20 \text{ KN}\right]$

- À L'ELU

$$F = \frac{250,31}{15} = 16,69 \text{ KN}$$

- À L'ELS

$$F = \frac{226,06}{15} = 15,07 \text{ KN}$$

$$F = \max\left[\frac{NU}{\alpha}, \frac{NS}{\alpha}, 20 \text{ KN}\right]$$

$$F_u = 20 \text{ KN}$$

AVEC :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}, \sigma_{sol} = 201,63 \text{ MPA}, A_{st} = \frac{f_u}{\sigma_{st}}$$

- À L'ELU

$$A_{st} = 0,57 \text{ cm}^2$$

- À L'ELS

$$A_{st} = 0,99 \text{ cm}^2$$

le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 $\phi$ )

$$A_{min} = 0,6\% (30 \times 35) = 6,3 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_{st} = 6T12 = 6,7 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

$A_{st} = 6,7 \text{ cm}^2 \geq A_{st \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{FE}} = 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_{\text{min}}; \frac{b}{10} \right) = 12 \text{ mm}$$

Alors on prend :  $\phi t = 8 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement des cadres**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 20 \phi t)$$

Alors on adopte un espacement  $S_t = 10 \text{ cm}$

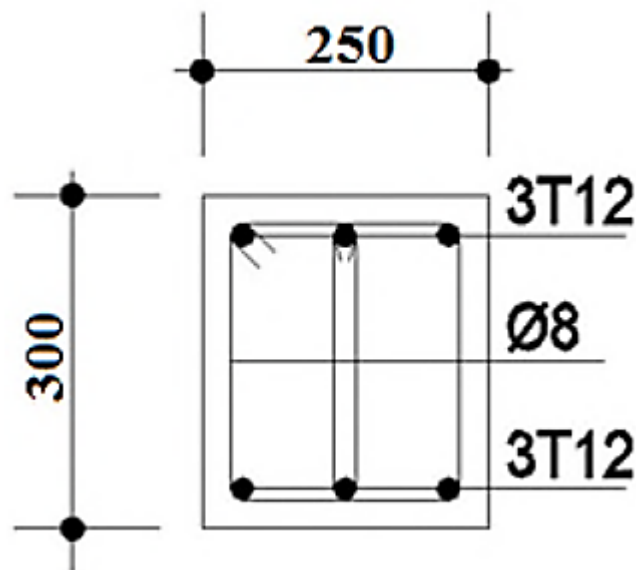


Figure 95. Schéma de ferrailage des longrines

### Vérification nécessaire à L'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}$

Fissuration nuisible la semelle est en contact avec le sol ( $e=5\text{cm}$ ).

$$FN \rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{1487,98 \times 10^{-3}}{0,6 \times 1,05} = 2,36 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

# CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul des structures à la fois pour les calculs nécessitant des logiciels (Robot structure 2018) mais surtout pour des vérifications et dimensionnements manuels des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités.

A travers ce mémoire, on a réussi à faire toutes les phases de conception, calcul et dimensionnement d'une structure métallique en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent, les charges roulantes et le séisme.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou toutes parties sensibles de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs, la vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

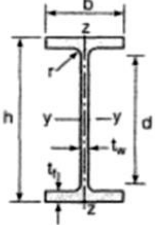
Finalement, le projet de fin d'étude nous a permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

# BIBLIOGRAPHIE

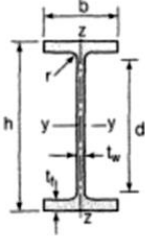
- [1] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [2] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode03. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008
- [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [4] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [5] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [6] A.P.K, Constructions métalliques et mixte acier-béton, TOME I. Pierre bourrier et jacques Brozzetti, Eyrolles, 1996
- [7] Calcul des Ouvrages en Béton Armé. M. Belazougui. Office des publications universitaires, 1986.
- [8] Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.
- [9] Anciens mémoires de fin d'étude.

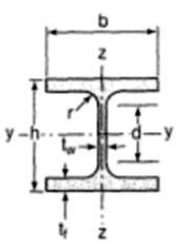
# Annexes

## Annexe 1 tableaux des profilées

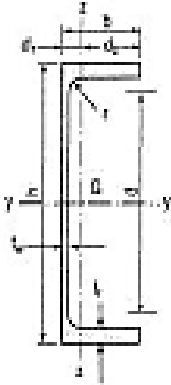
Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	



Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
$I_x$		$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J
$I_y$		$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{yz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
cm <sup>4</sup>		cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A	
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques													
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034												
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J	
		$I_x$	$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-		J
		$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$		$I_t$
		cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>		cm <sup>4</sup>
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24		
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99		
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13		
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19		
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80		
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98		
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46		
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55		
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37		
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10		
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17		
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97		
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20		
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82		
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04		
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76		
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27		
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54		
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81		
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30		
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89		
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87		
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77		
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41		

MATÉRIE	Les nuances de base utilisés en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
IUP											
	Profil	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	s	r	h <sub>1</sub>	P	A	e <sub>y</sub>	e <sub>y</sub> = e <sub>x</sub>
		h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	r	d	P	A	e <sub>x</sub>	e <sub>x</sub> = e <sub>y</sub>
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm	
	IUP 80	80	45	5,0	3,0	8,0	48	8,38	10,87	1,61	2,89
	IUP 100	100	50	5,5	3,5	8,5	68	10,90	13,38	1,79	3,39
	IUP 130	130	55	6,0	4,5	9,5	92	13,74	17,90	1,77	3,73
	IUP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,98	22,81	2,05	4,45
	IUP 175	175	70	7,5	11,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,80
IUP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,58	2,22	5,28	
IUP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,90	
IUP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,86	2,46	6,06	
IUP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	43,37	58,24	2,96	7,04	

NORMES DE RÉFÉRENCE		Dimensions : NF A 45-255 Tolérances : NF A 45-255											
UAP (au ft)													
	Profil	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion	
		$I_x$	$I_y/I_x$	$I_z$	-	-	$I_y$	$I_y/I_z$	$I_y$	-	-		J
		$I_x$	$W_{elx}$	$I_y$	$W_{ely}$	$A_e$	$I_z$	$W_{elz}$	b	$W_{plz}$	$A_{py}$		$I_t$
		cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	
	UAP 60	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90	
	UAP 100	200,90	41,00	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65	
	UAP 130	459,95	75,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,04	10,45	4,15	
	UAP 150	706,00	106,14	5,90	125,27	11,28	66,25	20,97	2,02	38,91	13,23	6,51	
	UAP 175	1269,39	145,14	6,85	171,47	13,37	126,26	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43	
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,37	169,69	32,13	2,30	58,48	17,25	11,24		
UAP 220	2709,83	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	38,68	2,48	72,75	20,00	14,40		
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	381,76	23,89	295,44	48,87	2,80	87,94	22,95	20,38		
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	630,31	30,54	522,07	79,83	3,10	146,23	32,00	36,30		

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r <sub>1</sub>			P	A	d	Axe yy = Axe zz
		a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
	L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
	L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
	L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
	L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
	L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
	L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
	L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
	L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
	L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
	L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
	L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
	L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
	L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
	L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
	L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
	L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
	L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
	L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
	L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
	L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
	L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
	L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
	L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
	L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
	L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
	L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
	L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
	L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
	L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
	L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
	L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72
	L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71
	L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70

**CORNIÈRES  
À AILES  
ÉGALES  
(suite)**

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA										
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r <sub>1</sub>			P	A	d	Axe yy = Axe zz
		a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
CORNIERES À AILES ÉGALES	L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
	L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
	L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
	L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
	L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
	L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
	L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
	L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
	L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
	L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
	L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50
	L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49
	L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48
	L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66

**Annexe 2**  
**Tableau des armatures (1)**

<b>Φ (mm)</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
<b>2</b>	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
<b>3</b>	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
<b>4</b>	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
<b>5</b>	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
<b>6</b>	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
<b>7</b>	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
<b>8</b>	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
<b>9</b>	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
<b>10</b>	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
<b>11</b>	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
<b>12</b>	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
<b>13</b>	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
<b>14</b>	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
<b>15</b>	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
<b>16</b>	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
<b>17</b>	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
<b>18</b>	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
<b>19</b>	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
<b>20</b>	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

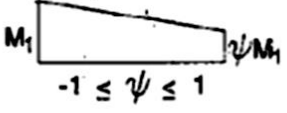
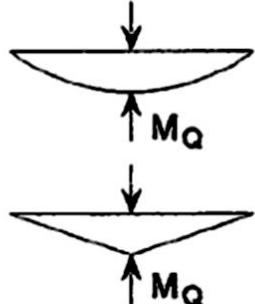
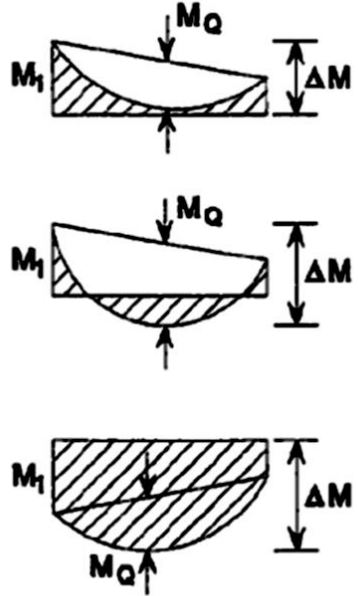
**Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre Φ (mm)**



**Annexe 3**  
**Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$**

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$ 

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$  $M_Q =  \text{Max} M  \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$  $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

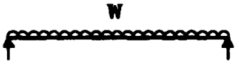

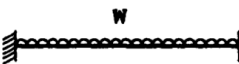

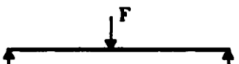



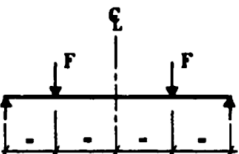

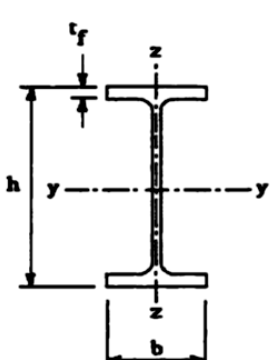
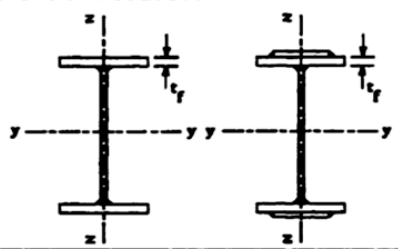

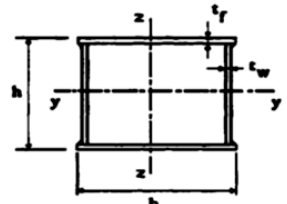

<b>Tableau F.1.2 Coefficients <math>C_1</math>, <math>C_2</math> et <math>C_3</math>, pour différentes valeurs de <math>k</math>, dans le cas de charges transversales</b>					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  c d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*$	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*$	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

## Annexe 4: rapport de sol

### VII- CONCLUSION

L'assiette de terrain devant recevoir le futur projet sis à KANTARA, occupe par un terrain vallonné mais aucun risque d'instabilité n'est à craindre.

La reconnaissance in situ a mis en évidence une lithologie constituée d'une couverture de tuf caillouteux et graveleux qui se tient des alluvions qui se développe à une profondeur reconnue de 10m. Il s'agit d'un site classé à la catégorie S3.

De même les caractéristiques physiques et mécaniques pour un tel milieu sont jugées à priori appréciables.

Telles sont les données qui nous ont conduit à formuler les recommandations dans le rapport préliminaire et que nous reprenons ainsi :

<i>Topographie</i>	Vallonnée
<i>Site</i>	S3
<i>Nature du sol support</i>	Alluvions
<i>Consistance</i>	Forte
<i>Contrainte admissible</i>	2.5 bars
<i>Ancrage</i>	A partir de 1m à partir de la surface aménagée
<i>Type de semelle</i>	Superficielle isolé
<i>Tassements</i>	Négligeables
<i>Agressivité</i>	Forte
<i>Type de ciment</i>	Spécial (CRS)
<i>Risques particuliers</i>	Néant

Nous restons à la disposition de notre client pour de plus amples éclaircissements.

**LE DIRECTEUR**

# **Annexe 5**

## **Plans**

### **architecturaux**