

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et la Recherche Scientifique
Université M'Hamed Bougara- Boumerdes



Faculté de Technologie
Département Génie Mécanique

Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du
Diplôme de Master en Génie Mécanique*

Option : Ouvrages Métalliques et Chaudronnés

THEME

*Étude et conception d'une unité de production
de chocolat (102×36×12) en R+2 avec acrotère
et lanterneau muni d'un monorail implanté à
Tizi Ouzou*

Présenté par :

*KEBIR Yasmine
TARIKET Nesma*

Promoteur :
Mr MESKINE .M

Promotion 2022-2023



Dédicaces

*C'est avec gratitude et sincérité que je dédie ce modeste travail à :
Celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la
volonté fait toujours les miracles...mon très cher père
Celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne
éducation,...ma très chère mère. Bien qu'aucune dédicace ne
serait témoin de mon profond a mon immense gratitude et mon
plus grand respect, car je ne pourrai jamais oublier la tendresse et
l'amour dévoué par lesquels ils m'ont toujours entouré depuis mon
enfance.*

*A ceux qui n'ont jamais cessé de m'encourager et de me soutenir,
à ceux qui leur amour m'a donné la volonté d'aller toujours de
l'avant*

*A ma chère sœur Meriem , mes frères Amar ,Sofian
A tous mes amis qui m'aiment et avec lesquels j'ai
connu des moments agréables : Kamelia Lydia Nadine
A tous les étudiant(e)s de la promotion génie mécanique.
A tous ceux qui m'aiment et tous ceux que j'aime.*

KEBIR YASMINE



Dédicaces

*C'est avec gratitude et sincérité que je dédie ce modeste travail à :
Celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la
volonté fait toujours les miracles...mon très cher père*

*Celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne
éducation,...ma très chère mère. Bien qu'aucune dédicace ne
serait témoin de mon profond amour mon immense gratitude et
mon plus grand respect, car je ne pourrai jamais oublier la
tendresse et l'amour dévoué par lesquels ils m'ont toujours entouré
depuis mon enfance.*

*A ceux qui n'ont jamais cessé de m'encourager et de me soutenir,
à ceux qui leur amour m'a donné la volonté d'aller toujours de
l'avant*

*A ma chère sœur Lila , mon frère Mohamed
toute sa famille.*

*A tous mes amis qui m'aiment et avec lesquels j'ai
connu des moments agréables : ZINEB YASMINE et témoin
d'amour*

A tous les étudiant(e)s de la promotion génie mécanique.

A tous ceux qui m'aiment et tous ceux que j'aime.

TARIKET NESMA

Table des matières

Liste des figures	
Liste des Tableaux.....	
Notations et symboles :	
Introduction Générale	1
Chapitre I : Présentation de sujet.....	2
I.1.Introduction.....	2
I. 2.Présentation du sujet.....	3
Dimension de la structure.....	3
Logiciels utilisés	4
I.3 Eléments structuraux	4
Nature des éléments principaux de la structure proposés	4
Les éléments secondaires	5
Eléments de l'ouvrage.....	5
Caractéristiques des matériaux	5
Aciers de construction pour les éléments de structure.....	5
Béton.....	5
Assemblages.....	6
Présentation schématique	6
Chapitre II : Etude climatique	7
II.1. Introduction.....	7
II.2. Dimensions de l'ouvrage	8
II.3. Etude de la neige	9
II.3.1. Calcul de la Surcharges de neige.....	9
II.3.2. Charge de neige sur le sol.....	9
II.3.3. Coefficient de forme des toitures (μ).....	10
II.4. Etude du vent:	10
II.4.1. Introduction.....	10
II.4.2. Calcul du coefficient dynamique C_d	11
II.4.3. Coefficient de la rugosité $C_r(z)$	11
II.4.4. Intensité de la turbulence $I_v(z)$	12
II.4.5. Coefficient d'exposition $C_e(z)$	13
II.4.5. la pression dynamique Q_{dyn}	14
II.4.6. Coefficient de pression extérieure (C_{pe})	14
II.4.7. Détermination du coefficient de pression intérieur C_{pi}	19
II.4.8. Détermination de la pression du vent Q_j	20

II.5. Conclusion	23
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	24
III-1 Introduction	24
III.2 Les pannes	24
III .2.1 Dimensionnement des pannes.....	24
III.2.2 Détermination de la section de la panne.....	25
III.2.4 Vérification de la flèche : (ELS) (ELS).....	29
III.2.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU)	29
III.2.6 Vérification à l'effort tranchant	30
III .2.7. Vérification de la panne au déversement.....	31
III.3 Les lisses de bardage.....	32
III.3.1 Dimensionnement des lisses	32
III.3.2 Détermination de la section de la lisse	32
III.3.3 Combinaison des charges (ELS ; ELU)	34
III.3.4 Vérification de la flèche (ELS).....	34
II.3.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU).....	36
III.3.6 Vérification à l'effort tranchant	37
III.3.7 Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes	38
III.4. Etude des potelets	39
III.4.1 Dimensionnement des potelets	39
III.4.2 Détermination de la section de potelet	39
III.4.3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU)	40
III.4.4 Vérification a l'effort tranchant	41
III.4.5 Vérification de moment fléchissant $M_{y.sd}$	42
III.4.6 Vérification au flambement	42
Chapitre IV : Etude du plancher	45
IV.1. Introduction	45
IV.2. Définition	45
IV.3. Disposition des solives.....	45
IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs.....	46
IV.5. Plancher Bureaux.....	46
IV .5.1. Vérification au stade de montage.....	46
IV.5.2. Evaluation des charges	46
IV.5.3. Combinaison des charges:	47
IV.5.4. Vérification de la flèche	47
IV.5.5. Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement)	47
IV.5.6. Vérification au moment fléchissant : (résistance)	48

IV.6. Vérification au stade final : (Après durcissement du béton).....	49
IV.6.1. Evaluation des charges.....	49
IV.6.2. Combinaisons des charges.....	49
IV.6.3. Calcul de largeur efficace du béton.....	49
IV.6.4. La position de l'axe neutre	49
IV.6.5. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle	50
IV.6.6 Contrainte de flexion simple.....	51
IV 6.7.Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement)	52
IV .6.8 Vérification de la flèche	52
IV .6.9.Contraintes additionnelles de retrait	53
IV 6.10.Contrainte finale.....	53
IV. 7.Calcul et dimensionnement des connecteurs.....	55
IV.7.1. Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4	55
IV.7.2. Nombre de connecteurs.....	56
IV.7.3Calcul l'effort de cisaillement longitudinal V_L	56
IV .7.4.Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd}	57
IV.7.5.L'espacement des connecteurs : (6.1.3 EC4)	58
IV.8. Conclusion.....	58
Chapitre V : Etude des escaliers	59
V -1 Introduction	59
V.2.Définitions	59
V .3.Choix des dimensions	60
V. 4.Dimensionnement de la cornière (support)	61
V .4.1Détermination la section de cornière.....	62
V.4.2Evaluation des charges	62
V.4.3. Les combinaisons des charges : (ELS).....	62
V.4.4. Evaluation des charges	63
V.4.5 Les combinaisons des charges	63
V.4.6 vérification à la flèche	64
V.4.7 vérification de l'effort tranchant (cisaillement)	64
V.5. Dimensionnement de limon.....	65
V.5.1. Détermination la section de limon	65
V.5.2. Evaluation des charges	66
V.5.3Les combinaisons des charges	66
V.5.4. Vérification de la flèche	66
V.5.5. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)	67
V.5.6. Vérification du moment fléchissant (résistance):.....	688

V.5.7. Vérification de l'effort axial de compression	8
V.6.1 .Détermination de la section de solive.....	70
V.6.2. Evaluation des charges	70
V.6.3.La combinaison des charges : (ELS).....	70
V.6.4 Evaluation des charges:	71
V.6.5 Les combinaisons des charges	71
V.6.5.Vérification de la flèche	71
V.6.7 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):	72
V.6.8.Vérification du moment fléchissant (résistance):.....	73
V.7 Dimensionnement de la poutre palière.....	73
V.7.1. Evaluation des charges	74
V.7.2. Charges permanentes:.....	74
V.7.3. Charges d'exploitation.....	75
V.7.4. Combinaisons des charges:	75
V.7.5. Vérification de la flèche	75
V.7.6.Vérification du moment fléchissant (résistance).....	77
V.8 Conclusion.....	77
Chapitre VII : Etude sismique	102
VII.1. Introduction.....	102
VII.2 .Différents méthodes.....	102
VII.3. Choix de la méthode dans notre cas	102
VII.3.1. Condition d'applications : (Voir article n°4.2 Page 38 de RPA 99 / version 2003).	102
VII.3.2. Principe de la méthode statique équivalente	102
VII.3.3. Calcul de l'effort tranchant V à la base	102
VII.3.4. Distribution de la force sismique sur les niveaux.....	107
VII.4. Répartition des efforts entre les portiques:	108
VII.5. Calcul de l'effort tranchant V à la base	112
VII.7.4.Distribution de la force sismique sur les niveaux.....	115
VII.8.1. Répartition des efforts entre les portiques:	115
VII. 9.Conclusion	118
II.10. Calcul de joint sismique	118
VII.10.1. Justification de la sécurité	118
VII.10.2. Justification de la largeur des joints sismique	118
VII.10.3. Calcul des déplacements	118
VII.11.Conclusion	119
Chapitre VIII : Contreventements et stabilité	120

VIII.1. Introduction.....	120
VIII.2. Contreventement de la toiture « poutre au vent ».....	120
VIII.2.1. Évaluation des efforts horizontaux.....	120
VIII.2.2. Effort de traction dans les diagonales.....	122
VIII.2.3. Dimensionnement des diagonales.....	123
VIII.3 Étude des palées de stabilité.....	124
VIII.3.1 Calcul des diagonales.....	124
VIII.3.1. Calcul des angles des diagonales.....	125
VIII.3.2. Longueur des diagonales.....	125
VIII.3.3. Calcul des réactions.....	126
VIII.3.4. Vérification des diagonales à la traction.....	127
VIII.4. La sablière.....	128
VIII.4.1 Vérification de l'élément comprimé et fléchi.....	129
VIII.5. Conclusion.....	131
Chapitre IX : Etude de portique.....	132
IX-1- Introduction.....	132
IX-2- Calcul de portique.....	132
IX-2-1- Barres.....	134
IX-2-2- Nœuds.....	134
IX-2-5-Combinaisons d'action.....	136
IX-2-6- Réactions.....	137
IX-2-7- Déplacements.....	138
IX-2-8- Efforts.....	138
IX-2-9- Contraintes.....	138
IX-4-10- Flèches maximales.....	139
IX-3- Conclusion.....	146
X.1. Introduction.....	147
X.2. Fonctionnement des assemblages.....	147
X.3. Calcul des assemblages.....	147
X.3.1 L'attache de la diagonale 2UPN180 avec le poteau en HEB650:.....	148
X.3.1.1. Résistance du boulon au cisaillement par plan de cisaillement.....	149
X-3-1-2-Résistance du boulon a la traction.....	149
X-3-1-3-Résistance à la pression diamétrale.....	149
X-3-2-Assemblage pannes – traverse.....	149
X-3-2-1-Dimensionnement de l'échantignolle.....	149
X-3-2-2- Calcul des réactions d'appuis.....	150
X-3-2-3-Calcul de moment de renversement.....	150

X-3-2-4-Vérification des boulons au cisaillement + traction.....	151
X-4-Assemblage poteau HEB 650 - traverse IPE 600.....	152
X-7-Conclusion	180
Conclusion Générale.....	181
Bibliographie.....	182

Liste des figures

Figure I. 1: Vue en perspective de l'ossature.....	3
Figure I. 2: Vue du pignon 1.....	6
Figure I. 3: Vue du pignon2.....	6
Figure I. 4: Vue du long pan 1.....	7
Figure I. 5: Vue en plan de la toiture.....	7
Figure I. 7: Vue d'implantation.....	7
FigureII. 1: Vue en perspective de la structure 1 ^{ere} bloc.....	9
FigureII. 2: Vue en perspective de la structure 2 ^{ere} bloc.....	10
FigureII. 3: Légende pour les parois verticales (vent sur long pan).....	18
FigureII. 6: Vue sur le pignon.....	20
FigureII. 8: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent le pignon).....	22
Figure III. 1: Disposition des pannes et la projection des forces.....	34
Figure III. 2: Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.....	34
Figure III. 3: Disposition de la lisse de bardage.....	40
Figure III. 4: Dispositions des liernes.....	46
Figure III. 5: Disposition des potelets.....	47
Figure IV. 1: Eléments constructifs du plancher.....	52
Figure IV. 2: Disposition des solives dans chaque trame.....	53
Figure IV. 3: Position de l'axe neutre.....	57
Figure IV. 4: Diagramme des contraintes de flexion simple.....	58
Figure IV. 5: Diagramme des contraintes additionnelles de retrait.....	61
Figure IV. 6: La position d'un connecteur.....	62
Figure IV. 7: Caractéristiques des connecteurs.....	63
Figure V. 1: Présentation de l'escalier.....	66

Figure V. 2: La disposition des corniers.....	68
Figure V. 3: Les constituants de la marche.....	68
Figure V. 6: Distribution des charges sur un limon.....	69
Figure V. 7: Eléments constitutif du palier de repos.....	70
Figure V. 8: Les dimensions du palier de repos.....	71
Figure V. 9: Distribution des charges sur la poutre palière.....	73
Figure V. 10: Distribution des charges sur la poutre paliér.....	77
Figure VII. 1: Répartition par niveau.....	80
Figure VII. 2: Répartition des masses par niveau.....	91
Figure VII. 3: Distribution de la force sismique sur le 2eme portique le plus chargé (file 1) sens transversal.....	112
Figure VII. 4: Distribution de la force sismique sur les files de Sens longitudinale.....	115
Figure VII. 5: Répartition par niveau.....	117
Figure VIII. 1: Schématisation des efforts sur la poutre au vent.....	120
Figure VIII. 2: Dimensions de la palée de stabilité.....	125
Figure VIII. 3: Disposition de la sablière.....	128
Figure X. 1: Assemblage palée de stabilité.....	148
Figure X. 2: Assemblage panne -traverse.....	150
Figure X. 3: Assemblage poteau-travers.....	152
Figure X. 4: Assemblage poutre-poutre.....	162
Figure X. 5: Assemblage pied de poteau.....	171

Liste des Tableaux

Tableau II.1: Les résultats du coefficient de rugosité.....	12
Tableau II.2: Les résultats de l'intensité de la turbulence	13
Tableau II.3 : Les résultats de coefficient d'exposition.....	14
Tableau II.4: Les résultats de la pression dynamique dans chaque zone.....	14
Tableau II.5: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent sur long pan)	15
Tableau II.6: Représentations des Cpe pour la toiture (Vent sur long pan).....	17
Tableau II.7: Représentations des Cpe pour la toiture (Vent sur long pan).....	17
Tableau II.8: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent sur pignon).....	18
Tableau II.9: Représentations des Cpe pour la toiture (Vent sur pignon)	19
Tableau II.10: La pression du vent sur les parois verticales pour Z1 (Vent sur long pan).....	21
Tableau II.11: La pression du vent sur les parois verticales pour Z2 (Vent sur long pan).....	21
Tableau II.12: La pression du vent sur les parois verticales pour Z3 (Vent sur long pan).....	21
Tableau II.13: La pression du vent sur les parois verticales pour Z4 (Vent sur long pan).....	21
Tableau II.14: La pression du vent sur la toiture pour Z5 (Vent sur long pan) (Dépression)...	21
Tableau II.15: La pression du vent sur la toiture pour Z5 (Vent sur long pan) (Suppression)	22
Tableau II.16: La pression du vent sur les parois verticales pour Z1 (Vent sur le pignon).....	22
Tableau II.17: La pression du vent sur les parois verticales pour Z2 (Vent sur le pignon).....	22
Tableau II.18: La pression du vent sur les parois verticales pour Z3 (Vent sur le pignon).....	23
Tableau II.19: La pression du vent sur les parois verticales pour Z4 (Vent sur le pignon).....	23
Tableau II. 20: La pression du vent sur la toiture pour Z5 (Vent sur le pignon)	23
Tableau III. 1: Les combinaisons des charges YY'(ELS).	26
Tableau III. 2: Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).	26
Tableau III. 3: Caractéristique et dimension d'IPE180	27
Tableau III. 4: Les combinaisons des charges YY'(ELU).	28
Tableau III.5: Les combinaisons des charges ZZ'(ELU).	28
Tableau III.6: Les combinaisons des charges YY'(ELS).	28
Tableau III.7: Les combinaisons des charges ZZ'	29
Tableau III.8: Caractéristiques et dimensions d'UPN140	34
Tableau III.9:Les caractéristiques d'IPE400.....	40
Tableau III.10: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 450 (Ec3) ...	42

Tableau IV.1: Caractéristique et dimension d’IPE220	46
Tableau V.1: Caractéristiques et dimensions de L60×60×6	63
Tableau V.2: Caractéristiques et dimensions d’UPN140.	66
Tableau V.3: Caractéristiques et dimensions d’IPE140.	70
Tableau V.4: Caractéristiques et dimensions d’UPN180.	74
Tableau VII. 1: Facteur de qualité	105
Tableau VII. 2: Les charges permanentes pour 1er niveau.....	106
Tableau VII. 3: Les charges permanentes pour 2eme niveau	106
Tableau VII. 4: Poids total de la structure	107
Tableau VII. 5: Les résultants de la distribution de la force sismique globale V	108
Tableau VII. 6: Distribution des efforts sismiques sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversal	110
Tableau VII. 7: Distribution des efforts sismiques sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversal	111
Tableau VII. 8: Les charges permanentes pour RDC.....	113
Tableau VII. 9: Les charges permanentes pour 1er l’étage	113
Tableau VII. 10: Poids total de la structure	114
Tableau VII. 11: Les valeurs du la force sisméque	115
Tableau VII. 12: Distribution des efforts sismique sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversal	117
Tableau VII. 13: Distribution des efforts sismique sur chaque fille niveau 1 niveau 2 Sens transversale	117
Tableau VIII. 1: Caractéristiques et dimensions de l’HEA240.....	129
Tableau IX.1: Données des barres.....	134
Tableau IX.2: Données des nœuds	134
Tableau IX.3: Symbole des charges	135

Tableau IX 4: Combinaisons d'action	136
Tableau IX.5: Valeur des réactions	137
Tableau IX.6: Déplacements des nœuds.....	138
Tableau IX.7: Valeurs des efforts	138
Tableau IX.8: Valeurs des contraintes.....	139
Tableau IX.9: Flèches maximales	139
Tableau X.1: PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE.....	157
Tableau X.2: LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT	157
Tableau X.3: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1.....	157
RESISTANCE DE: Tableau X. 4:LA RANGEE DE BOULONS N° 2	158
Tableau X.5: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3.....	159
Tableau X.6: TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS.....	159
Tableau X.7: TABLEAU RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT.....	160
Tableau X.8: RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS	161
Tableau X.9 : LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT....	165
Tableau X.10: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1	166
Tableau X.11: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2.....	166
Tableau X.12: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3.....	166
Tableau X.13: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4.....	167
Tableau X.14: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5.....	167
Tableau X.15: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6.....	168
Tableau X.16: TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS.....	168
Tableau X.17: RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT.....	169
Tableau X.18: RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS	170

Introduction Générale

Introduction Générale :

La construction métallique occupe un pôle technologique important dans plusieurs domaines comme la charpente, la chaudronnerie, et la tuyauterie. Nous la retrouvons dans plusieurs domaines de la construction à savoir : les constructions industrielles, les hangars, les réservoirs, les ponts et les bâtiments à usage administratifs et habitation.

La charpente métallique est un domaine très large et vaste dans le milieu de la construction métallique car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec un degré sécurité. Comme le cas des halls industriels pour l'installation des équipements et les grands espaces de circulation. Les divers avantages de cette dernière relativement aux autres types de construction sont :

- La possibilité de fabriquer intégralement les éléments d'ossature en atelier avec une grande précision et une grande rapidité, le montage sur site sera effectué soit par soudage ou par boulonnage.
- La grande résistance de l'acier à la compression et à la traction, ce qui permet de réaliser des éléments de grandes portées.
- La légèreté qui réduit les charges sur le sol entraîne une économie de fondation.
- L'adaptation plastique offre une grande sécurité.
- Possibilités architecturales très étendues.
-

Dans le cadre de notre formation de master en Génie mécanique option **Ouvrages Métalliques et Chaudronnés** à l'université **M'Hamed BOUGARA de BOUMERDES**, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE) à l'entreprise « **Construction Métallique et Bâtiment** ». Le but de ce projet est de nous familiariser avec le milieu professionnel. C'est un travail personnel mais également un travail d'équipe qui doit répondre aux besoins et aux exigences de l'entreprise. Il est à la fois d'ordre scientifique, technique, mais aussi

L'entreprise qui nous a accueillis pour notre projet de fin d'études, est « **Génie Civil et Bâtiment** » (**GCB**) C'est une entreprise de Construction Métallique et Bâtiment. L'une de ces spécialités est la charpente métallique.

Notre PFE avait pour objet l'étude et la conception d'une unité de production de chocolat de (**102m×36m×12m**) en (**R+2**), avec acrotère et lanterneau muni d'un monorail de capacité **5 tonnes**, à **TIZI OUZOU**. Le projet nous a été proposé par l'entreprise « **Génie Civil et Bâtiment** » (**GCB**).

Chapitre I :

Présentation de sujet

Chapitre I : Présentation de sujet

I.1.Introduction :

La construction métallique permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement. Considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier supporte la comparaison avec les autres modes de construction.

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure. Dans notre cas, nous avons choisi l'acier E28 comme matériau de base pour l'étude technique et conception d'un bâtiment métallique pour ses caractéristiques physiques et mécaniques (rigidité, ductilité, ...) qui permettent de répondre aux exigences demandées.

I. 2.Présentation du sujet :

L'entreprise qui nous a accueillis pour notre projet de fin d'études, est « **Génie Civil et Bâtiment** » (GCB) C'est une entreprise de Construction Métallique et Bâtiment. L'une de ces spécialités est la charpente métallique.

Notre PFE avait pour objet l'étude et la conception d'une unité de production de chocolat de (102m×36m×12m) en (R+2), avec acrotère et lanterneau muni d'un monorail de capacité 5 tonnes, à TIZI OUZOU. Le projet nous a été proposé par l'entreprise « **Génie Civil et Bâtiment** » (GCB).

Dans notre étude on a utilisé les règles de calculs Neige et Vent «**RNV.99**»,

«**CCM97**», ainsi que le logiciel de calcul des structures **Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2015** et cela pour s'adapter avec les nouvelles méthodes de calcul.

Les dimensions de la structure sont représentées par les figures : **I.1, I.2, I.4 et I.5, I.6, I.7**

On note que la structure est régulière en plan et en élévation, les portiques sont auto-stables ordinaires dans le sens transversal et contreventés dans le sens longitudinal.

➤ Données concernant le site :

- Lieu de réalisation : **TIZI OUZOU**
- Altitude géographique : **184 m**
- Zone de neige : **A**
- Région de vent : **I**
- Site plat $C_t(z) = 1$
- Catégorie de terrain : **II**

➤ Dimension de la structure :

- Hauteur total de 1^{er} Bloc : **15.24m**
- Hauteur total de 2^{er} Bloc : **17.21m**
- Longueur : **103,4 m**
- Largeur: **36 m**
- Hauteur de plancher pour le 1^{er} Bloc : **6m**
- Hauteur de plancher pour le 2^{er} Bloc : **9m**
- Hauteur de mono rail : **9 m (niveau de 2^{eme} Bloc)**
- Ecartement entre portiques : **6 m**
- Hauteur de la paroi verticale : **h = 12m**
- Toiture à double versants d'une pente (18%) $\alpha = 10,20$
- Soubassement : **3m**
- Lanterneau au niveau de 2^{eme} Bloc : **(3×1)**



Figure I. 1: Vue en perspective de l'ossature

➤ Règlements utilisés :

- Règles Neige et vent Algérien DTR : Pour l'étude des effets climatiques.
- CCM97 : Pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique.
- Eurocode 4 : Pour l'étude et la vérification des planchers mixtes.
- Recommandations de l'Eurocode5 : Pour l'étude de chemin de roulement.

➤ Logiciels utilisés :

- Robot Millénium 2013 pour l'analyse de la structure.
- Auto CAD 2013 pour les dessins.

I.3 Eléments structuraux :

➤ Nature des éléments principaux de la structure proposés :

- Poteaux 1^{er} Hangar : poteaux Centrales : **HEA550**
poteaux Rive : **HEA500**
- Poteaux 2^{eme} Hangar : poteaux Centrales : **HEA600**
poteaux Rive : **HEA550**

- Stabilités horizontale : **cornière (CAE)**
- Stabilités verticale : **2UPN**
- Les ciseaux corniers : **(CAE)**
- Poutre de mono rail : **HEB 220**
- Plancher mixte : **IPE270**

II Les éléments secondaires

- Pannes : **IPE 180**
- Lisses de bardages : **UPN 140**
- Potelets : **IPE 400**

Eléments de l'ouvrage :

- Plancher : Plancher mixte avec dalle collaborant d'épaisseur **12 cm**
- Escalier

Caractéristiques des matériaux :

Pour notre projet, on a choisi les matériaux de construction suivants :

Aciers de construction pour les éléments de structure :

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier **S275** de caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité : $f_y = 0,275 \text{ KN/mm}^2$.
- Module de cisaillement : $G = 81,103 \text{ N/mm}^2$.
- Module de Young: $E = 210 \text{ KN/mm}^2$.
- Poids volumique : $\rho = 7875 \text{ kg/m}^3$
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6}$.

Béton :

Pour les planchers, on utilise un béton **C 25/30** dont les caractéristiques suivantes :

- Résistance à la compression $F_{c28} = 20 \text{ MPa}$.
- Résistance à la traction : $F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

- La masse volumique $\rho = 2500 \text{ kg / m}^3$.
- Le module d'élasticité longitudinale
- Coefficient de retrait $\xi = 2 \times 10^{-4}$.

Module équivalent du béton (C20/25) $E_c = 29 \text{ KN/mm}^2$

Assemblages :

Les assemblages des éléments de notre construction sont assurés par :

- Des boulons de haute résistance HR10.9.
- Des boulons ordinaires.

Présentation schématique :

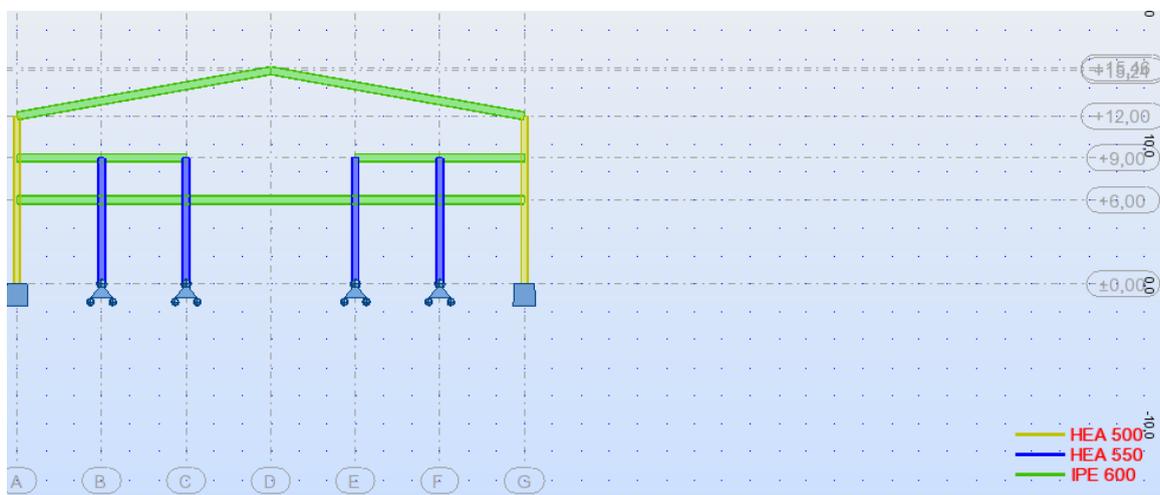


Figure I. 2: Vue du pignon 1.

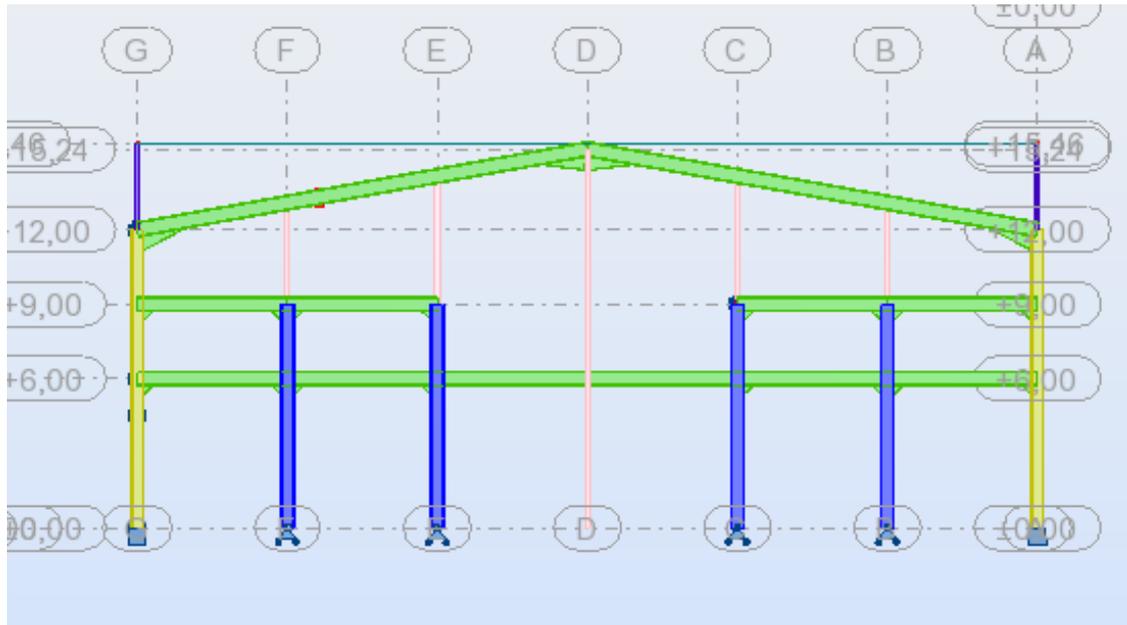


Figure I. 3: Vue du pignon2.

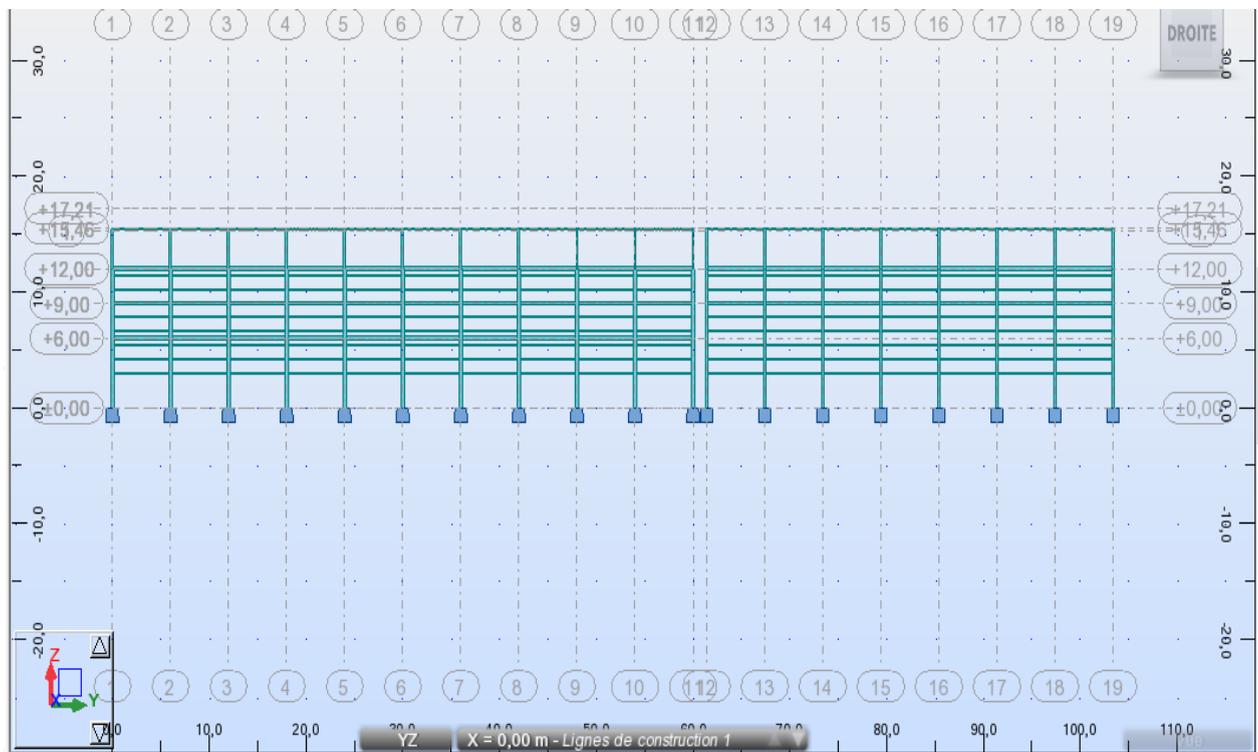


Figure I. 4: Vue du long pan

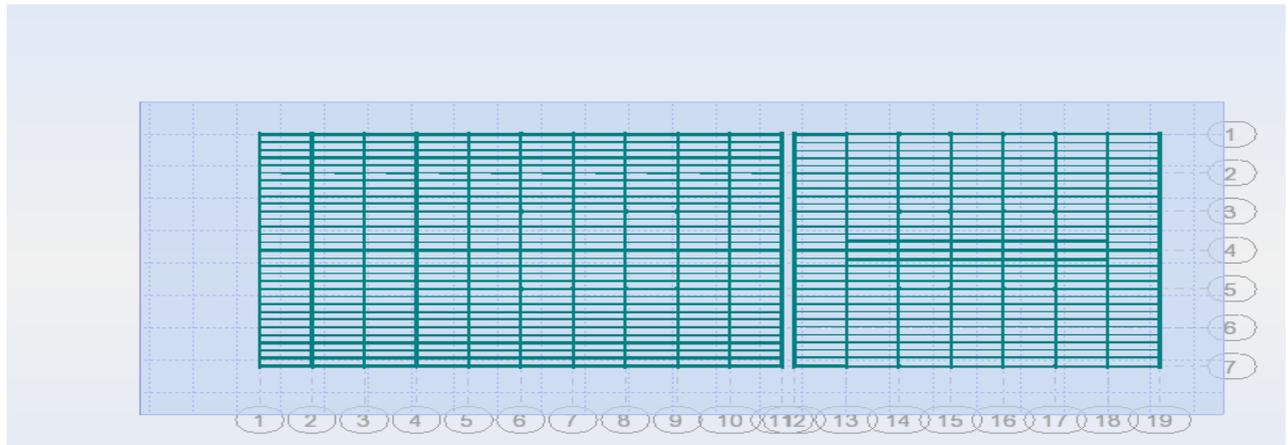


Figure I. 5: Vue en plan de la toiture.

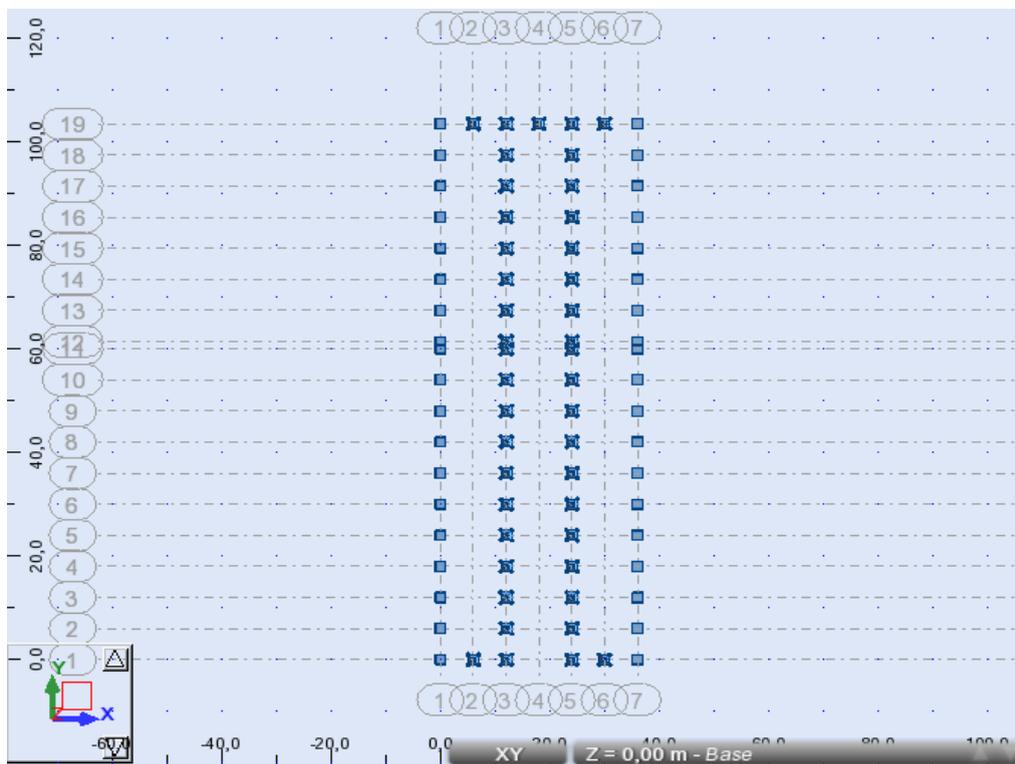


Figure I. 6: Vue d'implantation.

Chapitre II : Etude Climatique

Chapitre II : Etude climatique

II.1. Introduction :

L'étude climatique est un point essentiel pour une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations, produites par la charge de la neige d'un côté, et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du règlement Neige et Vent (R.N.V.2013).

Nous permettrons de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de notre structure.

II.2. Dimensions de l'ouvrage :

- Longueur : **a = 103.4m**
- Largeur : **b = 36 m**
- Hauteur totale: **H = 17.21 m**
- Hauteur de poteau: **H_p = 12 m**
- Toiture à double versants d'une pente (18%) $\alpha = 10.20^\circ$

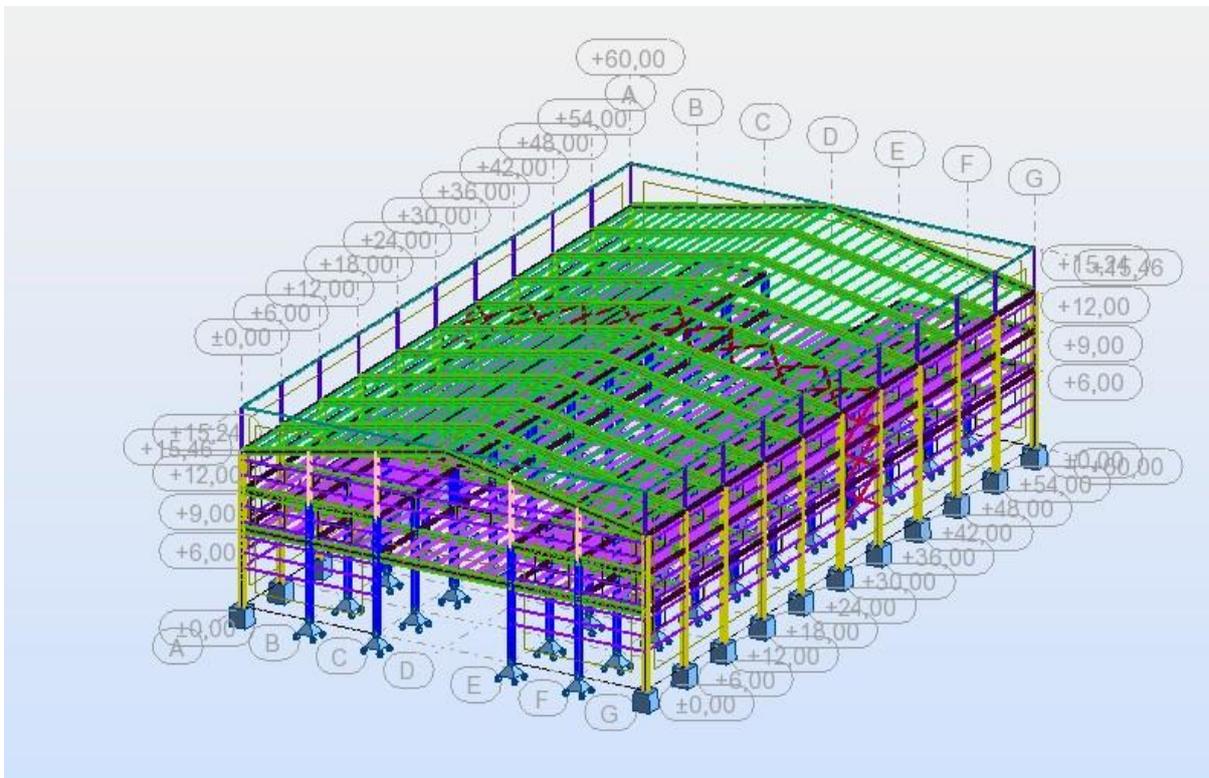


Figure II. 1: Vue en perspective de la structure 1^{er} Bloc .

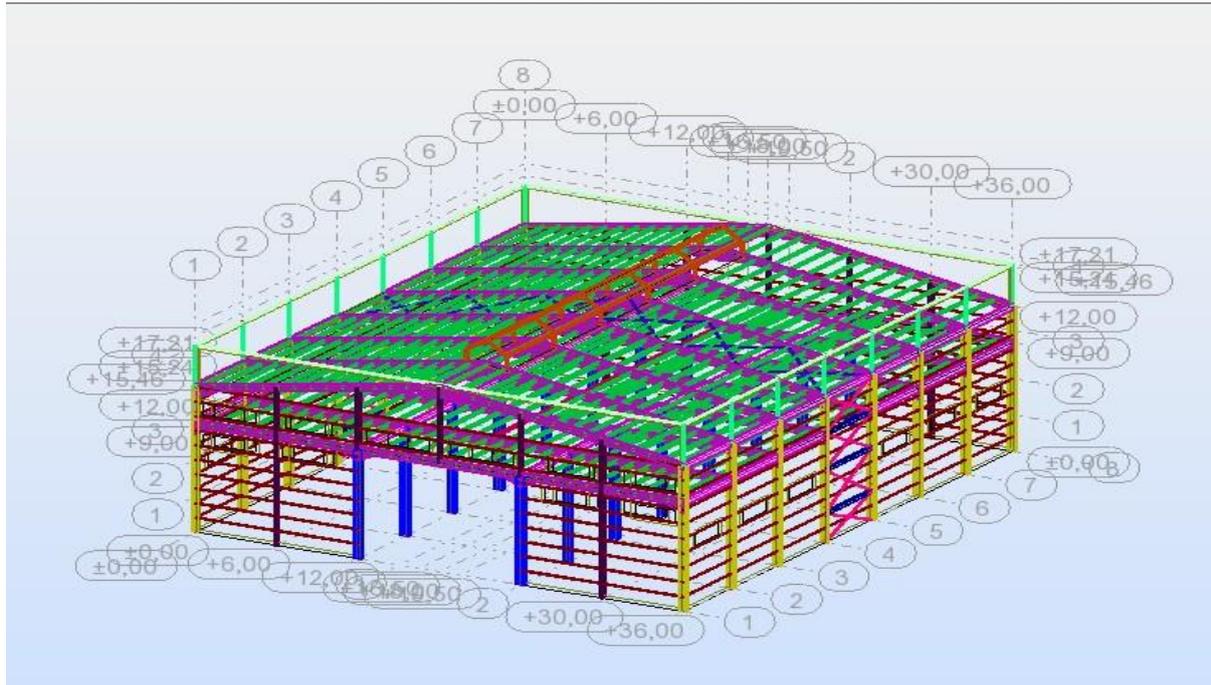


Figure II. 2: Vue en perspective de la structure 2^{er} Bloc

Données relatives au site :

- Lieu d'implantation : TIZI OUZOU
- Site plat : $C_t(z) = 1$ (R.N.V .2013 p54)
- Zone de neige : A (R.N.V 2013 p36)
- Zone de vent : I (R.N.V .2013 p107'annexe1)
- Catégorie de terrain : II (R.N.V .13 p108)

II.3. Etude de la neige :

II.3.1. Calcul de la Surcharges de neige :

D'après (R.N.V.2013 p18), la surcharge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

II.3.2. Charge de neige sur la toiture :

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. Notre construction située A **TIZI OUZOU**, donc c'est la zone A de neige.

$$S_k = \frac{0,07H + 15}{100}$$

H : l'altitude de lieu considère à **TIZI OUZOU** est : **184 m**.

$$S_k = \frac{0,07H + 15}{100} = \frac{0,07 \times 184 + 15}{100} \quad S_k = 0,2788 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

II.3.3. Coefficient de forme des toitures (μ) :

Notre structure a une toiture à deux versants avec une inclinaison $\alpha = 10.20^\circ$.

D'après (R.N.V.2013 p25) : $\mu=0,8$

Donc la charge de neige est :

$$S = 0,8 \times 0,2788 = 0,223 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

II.3.4. Accumulation au droit des saillies et obstacles :

Notre structure a un acrotère.

D'après (R.N.V.2013 p30) :

Accumulation au droit des saillies et obstacles : Des accumulations de neige peuvent se produire en cas de vent sur toutes toitures présentant des obstacles ; ceux-ci créant des zones d'ombre aérodynamique où se produit l'accumulation.

Il convient d'adopter les valeurs suivantes pour les coefficients de forme et les longueurs l_s :

- $\mu_1 = 0.8$
- $\mu_2 = \gamma \cdot h / S_k$ avec la limitation $0.8 \leq \mu_2 \leq 2.0$, (avec γ poids volumique de la neige égale à 2 kN/m^3) ; S_k est donné en 3.1
- l_s : c'est la longueur d'accumulation déterminé
- $l_s = 2h$ avec limitation $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$

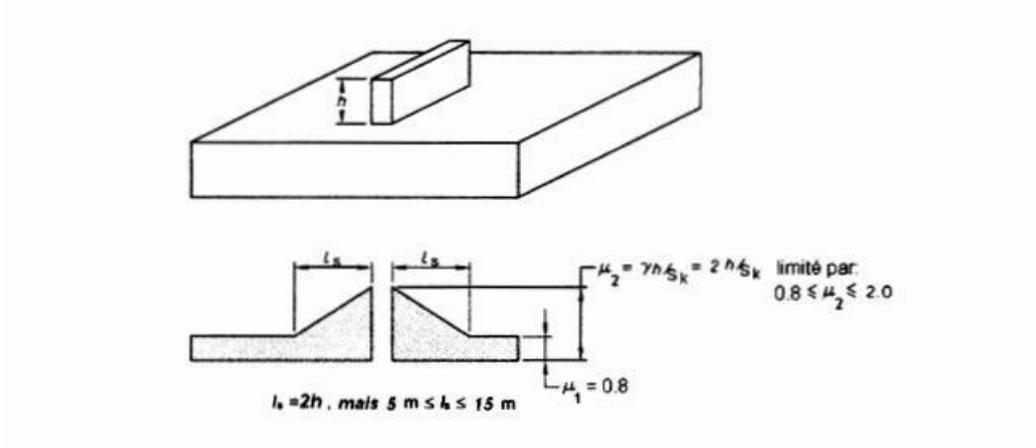


Figure II. 3: Coefficients de forme au droit des saillies et obstacles.

$$h = 3,24 + 0,22 \quad \rightarrow \quad \mathbf{h = 3,46m}$$

$$l_s = 2 \times h = 2,46 \quad \rightarrow \quad \mathbf{l_s = 6,92m}$$

Donc : $5m < l_s = 6.92m < 15m$

D'où :
$$\mu_2 = \frac{\gamma \times h}{S_k} = \frac{2 \times 3.46}{3,1} \quad \rightarrow \quad \mu_2 = 2,23$$

II.3.5. La charge de neige sur toiture :

$$S = \mu_2 \times S_k = 2.23 \times 0.2788$$

$$\mathbf{S = 0.623KN/m^2}$$

II.4. Etude du vent:

II.4.1. Introduction :

Le vent est définie comme de l'air en mouvement dans l'atmosphère, il se produit par les différences de pression atmosphérique l'air s'écoule des zones de hautes pressions vers les zones où la pression est la plus basse. Il ne cherche donc qu'à rétablir une égalité de pression. Plus la différence de pression est importante plus le vent sera fort.

Le vent exerce sur les parois des actions extérieures (compression et traction) et des actions intérieures (suppression et dépression) agissant perpendiculairement aux parois considérées. Alors, dans le calcul des constructions on tient compte presque toujours des effets du vent et on suppose que la direction d'ensemble moyenne de ce dernier est horizontale et l'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément.

Les actions du vent appliquées sur les parois dépendent de :

La vitesse du vent.

La catégorie de la construction et de ses proportions d'ensembles.

L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport au vent.

Des dimensions de l'élément considéré.

La forme de la paroi à laquelle appartient l'élément considéré.

Pour mener à bien les calculs, le « **règlement neige et vent** » algérien en vigueur «**R.N.V.2013**» (DTR C2-47) a pour objet de définir les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent appliquées sur l'ensemble des structures (hangars, halls, bâtiments...etc.). Dont la hauteur n'excède pas 200 m.

Selon ce règlement le calcul au vent s'effectuera, séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux parois de notre construction.

Ceci dit :

- Vent **V1** parallèle au long pan.
- Vent **V2** perpendiculaire au long pan.
- Notre zone du vent est : **Zone I** $Q_{réf} = 0,375$ (N/m²) (R.N.V.13 p50)
- Le site plat $C_t(z) = 1$ (R.N.V.13 p 54)
- La catégorie du terrain : **II**

Tel que :

- ✓ K_T : facteur du terrain. → **$K_T = 0,19$.**
- ✓ Z_0 : paramètre de la rugosité [m] → **$Z_0 = 0,05$ m.**
- ✓ Z_{min} : hauteur minimale [m]. → **$Z_{min} = 2$ m.**

II.4.2. Calcul du coefficient dynamique C_d :

D'après la (R.N.V.2013 p62) dans le cas de bâtiment, dont la hauteur est inférieure à 15m.

$$C_d = 1$$

II.4.3. Coefficient de la rugosité $Cr(z)$:

La structure est d'une hauteur supérieure à **10m** avec un plancher intermédiaires

Donc on doit calculer « **n** » $n = E [h/3]$ et $h_i = [h/n]$

Tel que : **n** : est le nombre de niveau de la construction.

E : désigne la partie entière.

H : la hauteur totale de la structure.

$$H = 17.21 \text{ m} \text{ Donc : } n = E [17.21/3] = E [5.73] = 6 \text{ m}$$

$$h_i = [17.21/6] = 2.868 \text{ m}$$

$$\checkmark Z_1 = [h_i/2] = [2.868/2] = 1.434 \text{ m}$$

$$Z_i = Z_1 + (i-1) h_i$$

Donc :

$$\checkmark Z_2 = 4.302 \text{ m}$$

$$\checkmark Z_3 = 7.17 \text{ m}$$

$$\checkmark Z_4 = 12 \text{ m}$$

$$\checkmark Z_5 = 15.46 \text{ m}$$

$$\checkmark Z_6 = 17.21 \text{ m}$$

Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules suivantes:

- $Cr(Z) = Kt \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$ pour : $Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$
- $Cr(Z) = kt \times \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right)$ pour : $Z \leq Z_{min}$

✓ Dans la paroi verticale :

Pour : $Z_1 = 1,434 \text{ m}$

$$Cr(Z_1) = kt \times \ln \left(\frac{Z_{min}}{z_0} \right) = 0,19 \times \ln \left(\frac{1,434}{0,05} \right) = 0,638$$

Pour : $Z_2 = 4,302 \text{ m}$

$$Cr(Z_2) = Kt \times \ln \left(\frac{Z_2}{z_0} \right) = 0,19 \times \ln \left(\frac{4,302}{0,05} \right) = 0,846$$

Pour : $Z_3 = 7,17 \text{ m}$

$$Cr(Z_3) = Kt \times \ln \left(\frac{z_3}{z_0} \right) = Cr(z_3) = 0,19 \times \ln \left(\frac{7,17}{0,05} \right) = 0,943$$

Pour : Z4 = 12 m

$$Cr(Z4) = Kt \times \ln\left(\frac{z4}{z0}\right) = 0,19 \times \ln\left(\frac{12}{0,05}\right) = 1,014$$

✓ **Dans la toiture :**

Pour : Z5 = 15.46 m

$$Cr(Z5) = Kt \times \ln\left(\frac{z5}{z0}\right) = Cr(z5) = 0,19 \times \ln\left(\frac{15,46}{0,05}\right) = 1,089$$

Pour : Z6 = 17,21 m

$$Cr(Z6) = Kt \times \ln\left(\frac{z6}{z0}\right) = Cr(z5) = 0,19 \times \ln\left(\frac{17,21}{0,05}\right) = 1,109$$

Tableau II .1 : Les résultats du coefficient de rugosité

Zone	Z	Z	Z	Z	Z	Z
Cr(z)	0.638	0.846	0.943	1.014	1.089	1.109

II.4.4. Intensité de la turbulence $I_v(z)$:

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

- $I_v(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z}{z0}\right)}$ pour : $Z > Z_{min}$
- $I_v(z) = \frac{1}{Ct z \times \ln\left(\frac{z}{z0}\right)}$ pour : $Z < Z_{min}$

✓ **Dans la paroi verticale**

Pour : Z1 = 1,434m

$$I_v(Z1) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z1}{z0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{1,434}{0,05}\right)} = 0,2979$$

Pour : Z2 = 4,302 m

$$I_v(Z2) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z2}{z0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{4,302}{0,05}\right)} = 0,2245$$

Pour : Z3 = 7,17 m

$$I_v(Z3) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z3}{z0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{7,17}{0,05}\right)} = 0,2014$$

Pour : Z4 = 12 m

$$I_v(Z4) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z4}{z0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{12}{0,05}\right)} = 0,1874$$

✓ **Dans la toiture :**

Pour : Z5 = 15,46 m

$$I_v(Z5) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z5}{z0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{15,46}{0,05}\right)} = 0,1744$$

Pour : Z6 = 17,21 m

$$I_v(Z6) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z6}{z0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{17,21}{0,05}\right)} = 0,1712$$

Tableau II .2 : Les résultats de l'intensité de la turbulence

Zone	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
Iv(z)	0.2979	0.2245	0.2014	0.1874	0.1744	0.1722

I I.4.5. Coefficient d'exposition Ce(z) :

Le coefficient d'exposition au vent Ce(z) tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. On à une structure peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule suivante :

$$Ce(z) = Ct^2(z) \times Cr^2(z) \times [1 + 7 Iv(z)]$$

✓ **Dans la paroi verticale :**

Pour : Z1 = 1,434m

$$Ce(Z1) = 1^2 \times 0,638^2 \times [1 + 7 \times (0,2979)] = 1,2558$$

Pour : Z2 = 4,302 m

$$Ce(Z2) = 1^2 \times 0,846^2 \times [1 + 7 \times (0,2245)] = 1,8404$$

Pour : Z3 = 7,17 m

$$Ce(Z3) = 1^2 \times 0,943^2 \times [1 + 7 \times (0,2014)] = 2,1429$$

Pour : $Z4 = 12 \text{ m}$

$$Ce(Z4) = 1^2 \times 1,014^2 \times [1 + 7 \times (0,1874)] = 2,3769$$

✓ Dans la toiture :

Pour : $Z5 = 15,46 \text{ m}$

$$Ce(Z5) = 1^2 \times 1,089^2 \times [1 + 7 \times (0,1744)] = 2,6337$$

Pour : $Z6 = 17,21 \text{ m}$

$$Ce(Z3) = 1^2 \times 1,109^2 \times [1 + 7 \times (0,1712)] = 2,7038$$

Tableau II .3 : Les résultats de coefficient d'exposition

Zone	Z1	Z2	Z3	Z4	Z4	Z5
Ce(Z)	1,2558	1,8404	2,1429	2,3768	2,6337	2,7038

II.4.5. La pression dynamique Q_{dyn} :

La structure est permanente (la durée d'utilisation est supérieure à 5ans). Donc on utilise la formule sur suivant :

$$Qd(z) = Q_{\text{réf}} \times Ce(z) \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad \text{(RNV2013 p50)}$$

Tel que : $Q_{\text{réf}}$: est la pression dynamique de référence donnée par le tableau sur (RNV2013 p50 Tbl 2.2) en fonction de la zone de vent :

Tableau II .4 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau II. 5 : Les résultats de la pression dynamique dans chaque zone

Zone	$Q_{\text{réf}}$ (KN/m ²)	Ce(z)	Q_{dyn} (KN/m ²)
Z1	0,375	1,2558	0,4709
Z2	0,375	1,8404	0,6902
Z3	0,375	2,1429	0,8036
Z4	0,375	2,3769	0,8913
Z5	0,375	2,6337	0,9876
Z7	0,375	2,7038	1,0139

II.4.6. Coefficient de pression extérieure (C_{pe}) :

La détermination du coefficient de pression C_{pe} est faite pour chaque direction du vent et dans Chaque surface de la paroi considérée et pour cela on utilise les formules suivantes : (RNV2013 p80)

- C_{pe10} = C_{pe10} S ≤ 1m²
- C_{pe10} = C_{pe10} + (C_{pe10} - C_{pe1}) log₁₀(s) 1m² < S < 10m²
- C_{pe10} = C_{pe10} S ≥ 10m²

A) Vent perpendiculaire au long pan (V₁) :

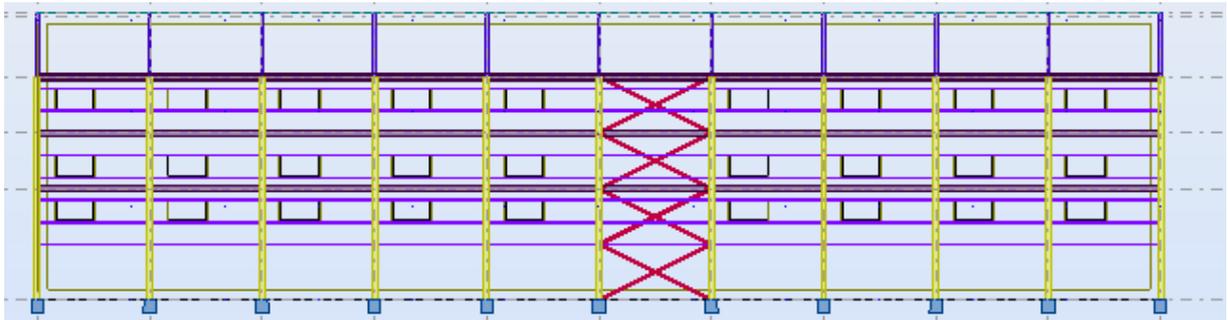


Figure II. 4: Vue sur long pan 1^{er} Bloc.

✓ **Pour toiture :**

Pour cette direction du vent on a :

- b = 60 m
- d = 36 m → e = min (b ; 2h) = min (60 ; 30,92) → e = 30,92
- h = 15,46 m Et on a : d = 36m > e = 30,92m.

Donc on utilise la légende sur (R.N.V 2013 p86) :

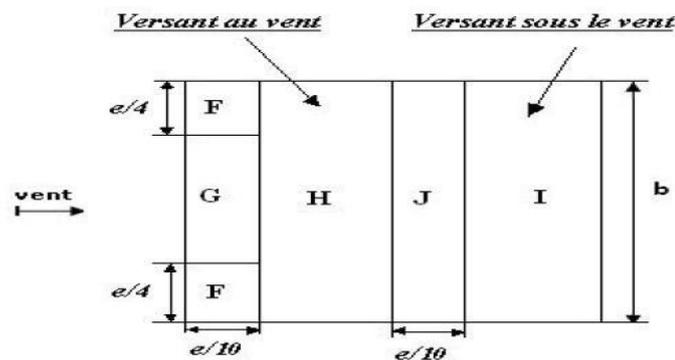


Figure II. 5: Légende pour la toiture (vent sur long pan)

Dans notre cas on a l'angle de versant α=10,20°, donc on doit faire une interpolation entre la valeur C_{pe10} de (5°et15°) sur le tableau de (DTR2013 p87 tab5.4) :

- $S_F = 23,9 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peF} = C_{pe10} \rightarrow C_{peF} = (-1,284)/(+0,7)$
- $S_G = 137,72 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peG} = C_{pe10} \rightarrow C_{peG} = (-0,992)/(+0,7)$
- $S_H = 894,43 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peH} = C_{pe10} \rightarrow C_{peH} = (-0,444)/(+0,7)$
- $S_J = 927,6 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peJ} = C_{pe10} \rightarrow C_{peJ} = (-0,8)/(-0,39)$
- $S_I = 894,43 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peI} = C_{pe10} \rightarrow C_{peI} = (-0,49)/(-0,39)$

Tableau II. 6 : Représentations des Cpe pour la toiture (Vent sur long pan)

Zone	F	G	H	I	J
Cpe	-1,284	-0,992	-0,444	-0,490	-0,8

Dépression

Tableau II. 7 : Représentations des Cpe pour la toiture (Vent sur long pan)

Zone	F	G	H	J	I
Cpe	+0,7	+0,7	+0,7	-0,39	-0,39

Suppression

B).Vent perpendiculaire au pignon (V₂) :

✓ Pour la toiture:

Pour cette direction du vent on a :

- $b = 42\text{m}$
- $d = 36\text{m} \rightarrow e = \min(b.2h) = \min(42 ; 34,42) \rightarrow e = 34,42$
- $h = 17,21\text{m}$

Donc on utilise la légende sur (RNV2013 p86) :

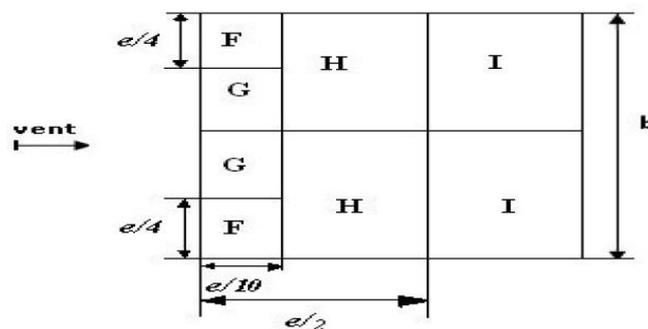


Figure II. 6: Légende pour la toiture (vent le pignon)

Dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 10,21^\circ$, donc on doit faire une interpolation entre la valeur Cpe10 de (5° et 15°) sur le tableau de (DTR2013 p87 tab5.4) :

- $S_F = 29,62\text{m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peF} = C_{pe10} \rightarrow C_{peF} = -1,284$

- $S_G = 85,33 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peG} = C_{pe10} \rightarrow C_{peG} = -0,992$
- $S_H = 611,436 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peH} = C_{pe10} \rightarrow C_{peH} = -0,444$
- $S_I = 144,564 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peI} = C_{pe10} \rightarrow C_{peI} = -0,8$

Tableau II. 8 : Représentations des Cpe pour la toiture (Vent sur pignon)

Zone	F	G	H	I	J
Cpe	-1,284	-0,992	-0,444	-0,49	-0,8

C) Vent perpendiculaire au pignon (V_2) :

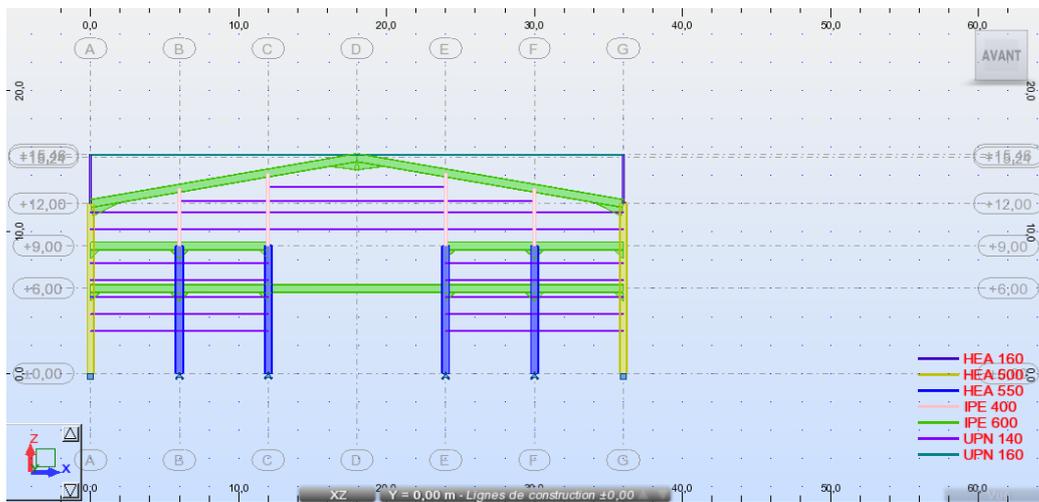


Figure II. 7: Vue sur le pignon de la structure 1^{er} Bloc.

✓ Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a :

- $b = 36 \text{ m}$
- $d = 60 \text{ m} \rightarrow e = \min(b, 2h) = \min(36 ; 24) \rightarrow e = 24$
- $h = 12 \text{ m}$ Et on a : $d = 60 \text{ m} > e = 24 \text{ m}$.

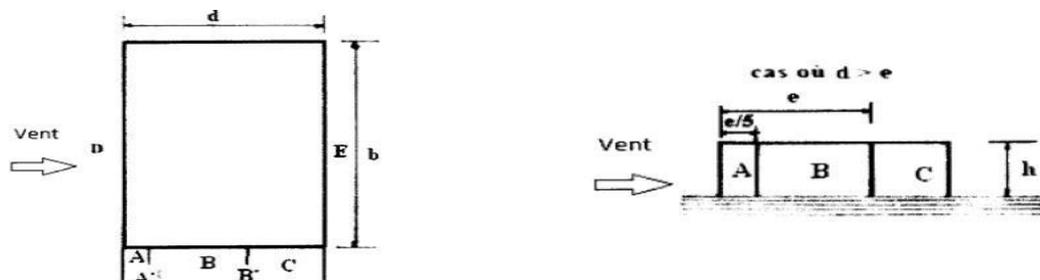


Figure II. 7 : Légende pour les parois verticales (vent sur le pignon)

- $S_A = 57,6 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peA} = C_{pe10} \rightarrow C_{peA} = -1,0$
- $S_B = 230,4 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peB} = C_{pe10} \rightarrow C_{peB} = -0,8$
- $S_C = 432 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peC} = C_{pe10} \rightarrow C_{peC} = -0,5$

- $S_D = 2160 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peD} = C_{pe10} \rightarrow C_{peD} = +0,8$
- $S_E = 2160 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peE} = C_{pe10} \rightarrow C_{peE} = -0,3$

Tableau II. 9: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent sur pignon)

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

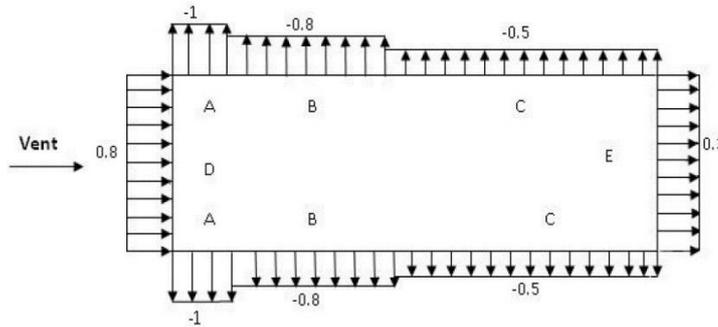


Figure II. 8 : Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent le pignon) .

✓ **Pour la toiture :**

Pour cette direction du vent on a :

- $b = 36\text{m}$
- $d = 60 \text{ m} \rightarrow e = \min (b.2h) = \min (36 ; 30,92) \rightarrow 30,92$
- $h = 15,46\text{m}$

Donc on utilise la légende sur (RNV2013 p86) :

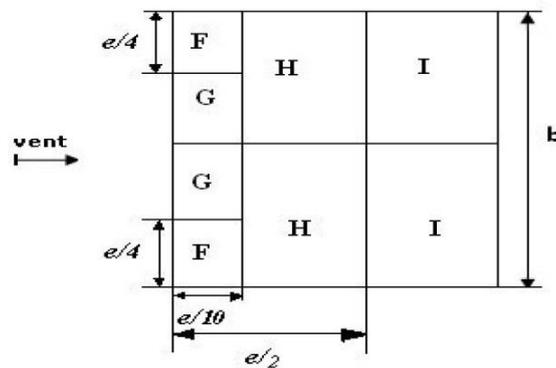


Figure II. 9 : Légende pour la toiture (vent le pignon)

Dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 10,20^\circ$, donc on doit faire une interpolation entre la valeur C_{pe10} de (5° et 15°) sur le tableau de (DTR2013 p87 tab5.4) :

- $S_F = 23,90 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peF} = C_{pe10} \rightarrow C_{peF} = -1,44$
- $S_G = 31,75 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peG} = C_{pe10} \rightarrow C_{peG} = -1,3$
- $S_H = 222,624 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peH} = C_{pe10} \rightarrow C_{peH} = -0,65$
- $S_I = 801,72 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peI} = C_{pe10} \rightarrow C_{peI} = -0,55$

Tableau II. 10: Représentations des C_{pe} pour la toiture (Vent sur pignon)

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1,44	-1,3	-0,65	-0,55

D) Vent perpendiculaire au pignon (V_2) :

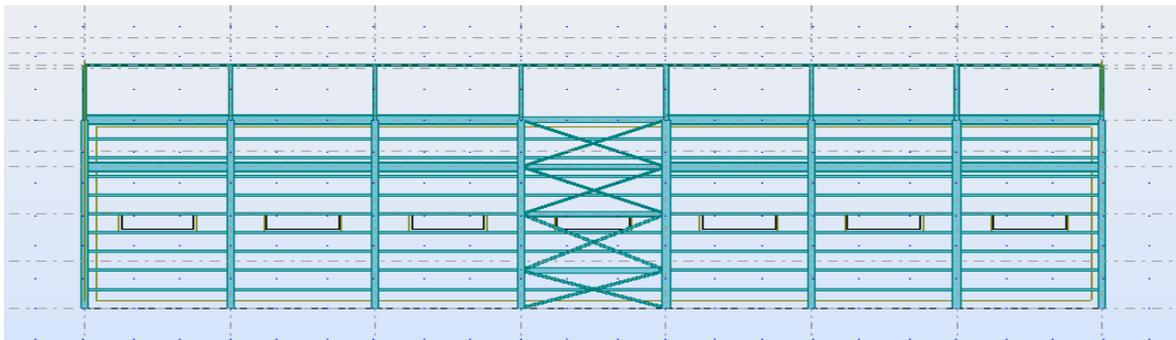


Figure II. 10: Vue sur le pignon de la structure 2^{er} Bloc.

✓ Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a :

- $b = 36 \text{ m}$
- $d = 42 \text{ m} \quad \rightarrow e = \min(b, 2h) = \min(36 ; 24) \rightarrow e = 24$
- $h = 12 \text{ m} \quad \text{Et on a : } d = 60 \text{ m} > e = 24 \text{ m.}$

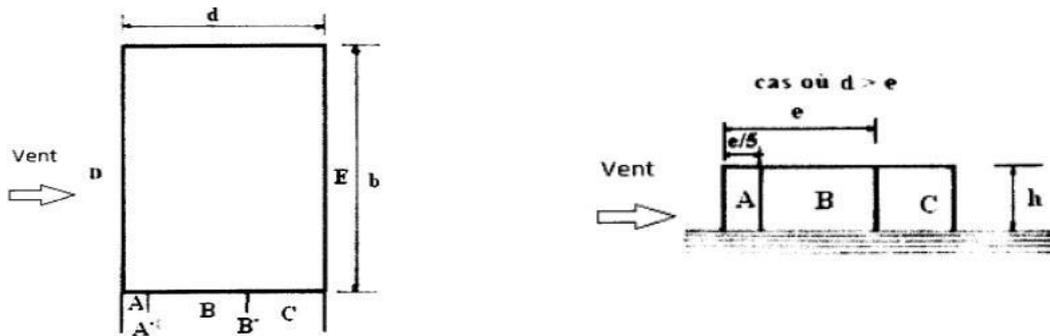


Figure II. 11: Légende pour les parois verticales (vent sur le pignon)

- $S_A = 57,6\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2 \rightarrow Cpe_A = Cpe10 \rightarrow Cpe_A = -1,0$
- $S_B = 230,4 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow Cpe_B = Cpe10 \rightarrow Cpe_B = -0,8$
- $S_C = 216 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow Cpe_B = Cpe10 \rightarrow Cpe_C = -0,5$
- $S_D = 1512\text{m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow Cpe_D = Cpe10 \rightarrow Cpe_D = +0,8$
- $S_E = 1512 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow Cpe_E = Cpe10 \rightarrow Cpe_E = -0,3$

Tableau II. 11: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent sur pignon)

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

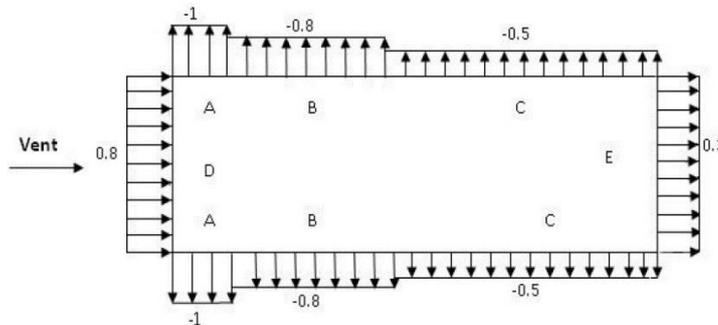


Figure II. 12: Représentations des Cpe pour les parois verticales (Vent le pignon)

✓ Pour la toiture :

Pour cette direction du vent on a :

- $b = 36\text{m}$
- $d = 42 \text{ m} \rightarrow e = \min (b.2h) = \min (36 ; 34,42) \rightarrow 34,42$
- $h = 17,21\text{m}$

Donc on utilise la légende sur (RNV2013 p86) :

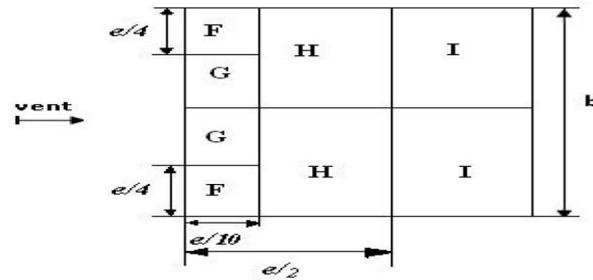


Figure II. 13: Légende pour la toiture (vent le pignon)

Dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 10,20^\circ$, donc on doit faire une interpolation entre la valeur C_{pe10} de (5° et 15°) sur le tableau de (DTR2013 p87 tab5.4) :

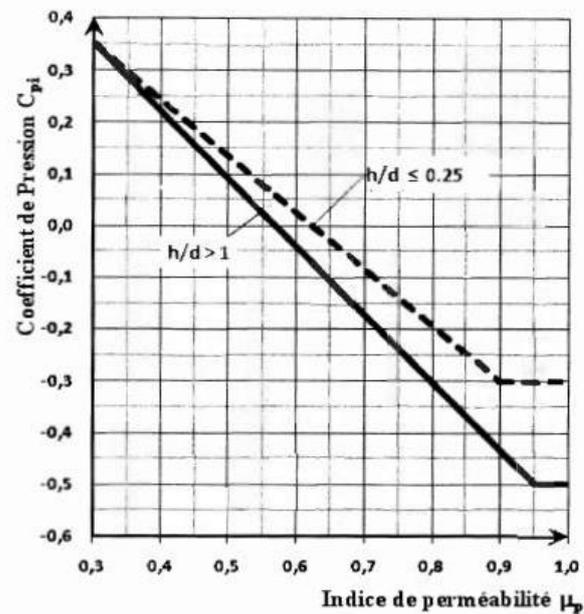
- $S_F = 29,61 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peF} = C_{pe10} \rightarrow C_{peF} = -1,44$
- $S_G = 32,43 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peG} = C_{pe10} \rightarrow C_{peG} = -1,3$
- $S_H = 247,82 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peH} = C_{pe10} \rightarrow C_{peH} = -0,65$
- $S_I = 446,22 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{peI} = C_{pe10} \rightarrow C_{peI} = -0,55$

Tableau II. 12: Représentations des C_{pe} pour la toiture (Vent sur pignon)

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1,44	-1,3	-0,65	-0,55

II.4.7. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

On détermine la valeur de C_{pi} sur le (D.T.R.2013 p 97) sur le graphe suivant :

Figure II. 14: Les valeurs de C_{pi} (refaire)

On a :

Sur le pignon :

- ✓ **Pour 60m :**
- porte de (12× 6) m.
- 10 fenêtres de (3×1) m.

Sur le long pan :

- 30 fenêtres de (3× 1) m.

A).Vent perpendiculaire au long pan (V₁) :

$$S_{\text{totale}} = 720\text{m}^2$$

$$S_{\text{ouverture}} = 90\text{m}^2$$

$$\text{Donc : } \frac{90}{(12 \times 6) + 10(1 \times 3) + 90} = 0,47 < 2 \text{ (Donc n'est pas face dominante)}$$

$$\mu_p = \frac{(12 \times 6) + 10(1 \times 3) + 90}{(12 \times 6) + 10(1 \times 3) + 90 \times 2} = 0,68 \quad \text{et le } \frac{h}{d} = \frac{12}{60} = 0,2 \text{ m}$$

On doit faire une interpolation sur la ligne de $h/d > 1$.

Donc : **C_{pi} = -0,05**

B).Vent perpendiculaire au pignon (V₂) :

$$S_{\text{totale}} = 927 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{souverture}} = 102 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } \frac{102}{102+90 \times 2} = 0,3611 < 2 \text{ (Donc n'est pas face dominante)}$$

$$\mu_p = \frac{102+90 \times 2}{(12 \times 6)+10(1 \times 3)+90 \times 2} = 0.70$$

$$h/d = 15,46/60 = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } C_{pi} = -0,3$$

Sur le pignon :

- ✓ **Pour: 42m**
- porte de (12×6) m.
- 10 fenêtres de (3×1) m.

Sur le long pan :

- 14 fenêtres de (3× 1) m.

A).Vent perpendiculaire au long pan (V₁) :

$$S_{\text{totale}} = 504 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{souverture}} = 42 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } \frac{42}{(6 \times 12)+10 \times (3 \times 1)+42} = 0,2916 < 2 \text{ (Donc n'est pas face dominante)}$$

$$\mu_p = \frac{(12 \times 6)+10(1 \times 3)+42}{(12 \times 6)+10(1 \times 3)+42 \times 2} = 0.774 \text{ et le } \frac{h}{d} = \frac{12}{42} = 0,285 \text{ m}$$

On doit faire une interpolation sur la ligne de h/d > 1.

$$\text{Donc : } C_{pi} = -0,18$$

B).Vent perpendiculaire au pignon (V₂) :

$$S_{\text{totale}} = 649,39 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{souverture}} = 102 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } \frac{102}{102+42 \times 2} = 0,548 < 2 \text{ (Donc n'est pas face dominante)}$$

$$\mu_p = \frac{102+42 \times 2}{2(12 \times 6)+10(1 \times 3)+42 \times 2} = 0.06458$$

$$h/d = 17,21/42 = 0,40975 \text{ m}$$

Donc : $C_{pi} = -0,037$

II.4.8. Détermination de la pression du vent Q_j :

Les pressions Q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$Q_j = C_d \times Q_{dy}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}].$$

A). Vent perpendiculaire au long pan :

- Sur: 1^{er} Bloc
- Pour : $Z_4 = 12$ m

Tableau II. 13: La pression du vent sur les parois verticales pour Z_4 (Vent sur long pan)

Zone	Q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	($c_{pe}-c_{pi}$)	Q_j (KN/m ²)
F	0,8913	-1,0	-0,05	-0,95	-0,846
G	0,8913	-0,8	-0,05	-0,75	-0,668
H	0,8913	-0,5	-0,05	-0,45	-0,401
J	0,8913	+0,8	-0,05	+0,85	+0,757
I	0,8913	-0,3	-0,05	-0,25	-0,222

- Pour : $Z_5 = 15,46$ m

Tableau II. 14: La pression du vent sur les parois verticales pour Z_5 (Vent sur long pan)

Zone	Q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	($c_{pe}-c_{pi}$)	Q_j (KN/m ²)
F	0,9876	-1,284	-0,05	-1,234	w
G	0,9876	-0,992	-0,05	-0,942	-0,9303
H	0,9876	-0,444	-0,05	-0,394	-0,3891
J	0,9876	-0,49	-0,05	-0,44	-0,4345
I	0,9876	-0,8	-0,05	-0,75	-0,7407

✓ Sur: 2^{er} Bloc

- Pour : $Z_4 = 12$ m

Tableau II. 15: La pression du vent sur les parois verticales pour Z4 (Vent sur long pan)

Zone	Qdyn (KN/m ²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj(KN/m ²)
F	0,8913	-1,0	-0,1847	-0,8153	-0,726
G	0,8913	-0,8	-0,1847	-0,6153	-0,548
H	0,8913	-0,5	-0,1847	-0,3153	-0,280
J	0,8913	+0,8	-0,1847	+0,9847	+0,877
I	0,8913	-0,3	-0,1847	-0,1153	-0,102

➤ Pour : $Z_s = 15,46$ m

Tableau II. 16: La pression du vent sur les parois verticales pour Z5 (Vent sur long pan)

Zone	Qdyn (KN/m ²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj(KN/m ²)
F	1,0139	-1,284	-0,1847	-1,234	-1,2186
G	1,0139	-0,992	-0,1847	-0,942	-0,9303
H	1,0139	-0,444	-0,1847	-0,394	-0,3891
J	1,0139	-0,49	-0,1847	-0,44	-0,4345
I	1,0139	-0,8	-0,1847	-0,75	0,7407

B).Vent perpendiculaire au pignon :

✓ Sur : 1^{er} Bloc

➤ Pour : $Z_l = 1,434$ m

Tableau II. 17 : La pression du vent sur les parois verticales pour Z1 (Vent sur le pignon)

Zone	Qdyn (KN/m ²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj (KN/m ²)
A	0,4709	-1,00	-0,0910	-0,909	-0,4280
B	0,4709	-0,80	--0,0910	-0,709	-0,3338

C	0,4709	-0,50	-0,0910	-0,409	-0,1925
D	0,4709	+0,80	-0,0910	+0,891	+0,4195
E	0,4709	-0,30	-0,0910	-0,209	-0,0984

➤ Pour : $Z_2 = 4,302$ m

Tableau II. 18 : La pression du vent sur les parois verticales pour Z_2 (Vent sur le pignon)

Zone	Qdyn (KN/m²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj (KN/m²)
A	0,6902	-1,0	-0,0910	-0,909	-0,6274
B	0,6902	-0,8	-0,0910	-0,709	-0,4894
C	0,6902	-0,5	-0,0910	-0,409	-0,2803
D	0,6902	+0,8	-0,0910	+0,891	+0,6149
E	0,6902	-0,3	-0,0910	-0,209	-0,1042

➤ Pour : $Z_3 = 7,17$ m

Tableau II. 19 : La pression du vent sur les parois verticales pour Z_3 (Vent sur le pignon)

Zone	Qdyn (KN/m²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj (KN/m²)
A	0,8036	-1,0	-0,0910	-0,909	-0,7305
B	0,8036	-0,8	-0,0910	-0,709	-0,5698
C	0,8036	-0,5	-0,0910	-0,409	-0,3287
D	0,8036	+0,8	-0,0910	+0,891	+0,7160
E	0,8036	-0,30	-0,0910	-0,209	-0,1679

➤ Pour : $Z_4 = 12$ m

Tableau II. 20 : La pression du vent sur les parois verticales pour Z_4 (Vent sur long pan)

Zone	Qdyn (KN/m²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj (KN/m²)
A	0,8913	-1,0	-0,0910	-0,909	-0,8102
B	0,8913	-0,8	-0,0910	-0,709	-0,6319

C	0,8913	-0,5	-0,0910	-0,409	-0,3645
D	0,8913	+0,8	-0,0910	+0,891	0,7941
E	0,8913	-0,3	-0,0910	-0,209	-0,1863

➤ Pour : $Z_5 = 15,46\text{m}$ (toiture)

La pression du vent sur la toiture pour Z_5 (Vent sur long pan) (Dépression)

Zone	Qdyn(KN/m²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj (KN/m²)
F	0,9876	-1,44	-0,0910	-1,349	-1,3320
G	0,9876	-1,3	-0,0910	-1,209	-1,1940
H	0,9876	-0,65	-0,0910	-0,559	-0,5520
J	0,9876	-0,55	-0,0910	-0,459	-0,4533

B).Vent perpendiculaire au pignon :

✓ Sur: la structure N°2

➤ Pour : $Z_1 = 1,434\text{ m}$

La pression du vent sur les parois verticales pour Z_1 (Vent sur le pignon)

Zone	Qdyn (kn/m²)	Cpe	Cpi	(Cpe-Cpi)	Qj (kn/m²)
A	0,4709	-1,00	-0,037	-0,963	-0,4535
B	0,4709	-0,80	-0,037	-0,763	-0,3593
C	0,4709	-0,50	-0,037	-0,463	-0,2180
D	0,4709	+0,80	-0,037	0,837	0,3941
E	0,4709	-0,30	-0,037	-0,263	-0,1238

➤ Pour : $Z_2 = 4,302\text{ m}$

La pression du vent sur les parois verticales pour Z_2 (Vent sur le pignon)

Zone	Qdyn (KN/m²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj (KN/m²)
A	0,6902	-1,0	-0,037	-0,963	-0,6647

B	0,6902	-0,8	-0,037	-0,763	-0,5266
C	0,6902	-0,5	-0,037	-0,463	-0,3196
D	0,6902	+0,8	-0,037	0,837	0,3789
E	0,6902	-0,3	-0,037	-0,263	-0,1815

➤ Pour : $Z_3 = 7,17\text{m}$

La pression du vent sur les parois verticales pour Z_3 (Vent sur le pignon)

Zone	Qdyn (KN/m²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj (KN/m²)
A	0,8036	-1,0	-0,037	-0,963	-0,7739
B	0,8036	-0,8	-0,037	-0,763	-0,6131
C	0,8036	-0,5	-0,037	-0,463	-0,3504
D	0,8036	+0,8	-0,037	0,837	0,6721
E	0,8036	-0,30	-0,037	-0,263	-0,2113

➤ Pour : $Z_4 = 12\text{m}$

La pression du vent sur les parois verticales pour Z_4 (Vent sur le pignon)

Zone	Qdyn (KN/m²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj (KN/m²)
A	0,8913	-1,0	-0,037	-0,963	-0,8583
B	0,8913	-0,8	-0,037	-0,763	-0,6801
C	0,8913	-0,5	-0,037	-0,463	-0,3886
D	0,8913	+0,8	-0,037	0,837	0,7468
E	0,8913	-0,30	-0,037	-0,263	-0,2344

➤ Pour : $Z_4 = 15,46\text{m}$

La pression du vent sur les parois verticales pour Z_5 (Vent sur le pignon)

Zone	Qdyn (KN/m²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj (KN/m²)
A	0,9876	-1,0	-0,037	-0,963	-0,9511

B	0,9876	-0,8	-0,037	-0,763	-0,7535
C	0,9876	-0,5	-0,037	-0,463	-0,4306
D	0,9876	+0,8	-0,037	0,837	0,8266
E	0,9876	-0,30	-0,037	-0,263	-0,2597

➤ Pour $Z_s = 17,25\text{m}$ (toiture)

La pression du vent sur la toiture pour Z_s (Vent sur le pignon)

Zone	Qdyn (KN/m²)	Cpe	Cpi	(cpe-cpi)	Qj (KN/m²)
F	1,0139	-1,44	-0,037	-1,403	-1,4225
G	1,0139	-1,3	-0,037	-1,163	-1,2805
H	1,0139	-0,65	-0,037	-0,613	-0,6215
I	1,0139	-0,55	-0,037	-0,513	-0,5201

II.5. Conclusion :

On a vu dans ce chapitre qui nous a permis d'obtenir les efforts climatiques (neige et vent), tous ces efforts nous serviront par la suite dans le dimensionnement des éléments de l'ouvrage.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III-1 Introduction :

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre les sollicitations dues au vent et à assurer la stabilité d'ensemble de la structure, donc ils sont des éléments porteurs secondaires faisant partie de l'enveloppe des halles et des bâtiments. Leur fonction principale est de transmettre les actions agissant sur la toiture et sur les façades aux éléments porteurs principaux.

Les éléments secondaires sont :

- Des lisses de bardage
- Des potelets de pignon
- Des pannes

Pour le calcul de ces éléments on procédera de la façon suivante:

- Repérage des diverses actions possibles appliquées sur les éléments considérés et calculs des combinaisons d'action la plus défavorable.
- Pré dimensionnement des éléments suivant la condition de limitation de la flèche.
- Calcul des sollicitations correspondantes (effort normaux et tranchant, moments de flexion simple ou déviée).
- Vérification des résistances des éléments (calcul contraintes) et de la stabilité de forme (déformation, flèches, déplacements).

III.2 Les pannes :

Ce sont des profilés en I disposés sur la toiture parallèlement à la génératrice destinés à reprendre le poids de la couverture ainsi que les actions climatiques (vent, sable, neige).

Les pannes transmettent ces actions aux éléments structuraux qui les transmettent à leur tour aux fondations.

III .2.1 Dimensionnement des pannes :

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L = 6 \text{ m}$. on a faux portique
- La portée entre axe des pannes $d = 1,2\text{m}$ (espace entre 2 pannes).
- On dispose de **15 lignes** de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente (%) $\alpha = 10,20^\circ$.
- Les pannes sont en acier S275 (E 28).

- $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
- $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

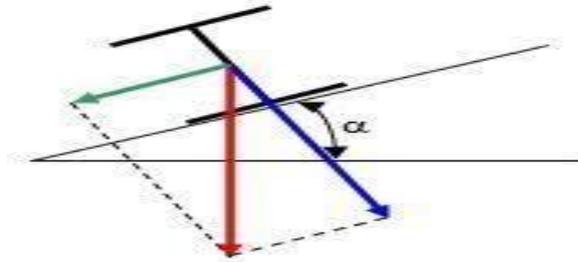


Figure III. 1: Disposition des pannes et la projection des forces .

III.2.2 Détermination de la section de la panne :

A. Les charges variables :

➤ Le vent :

$$W_s = Q_j \times d = -1,4225 \times 1,2 = -1,707 \text{ KN/m.}$$

$$W_s = 1,707 \text{ KN/m.}$$

➤ La neige :

$$S_n = S \times d = 0,623 \times 1,2 = 0,7476 \text{ KN/m.}$$

$$S_n = 0,7476 \text{ KN/m.}$$

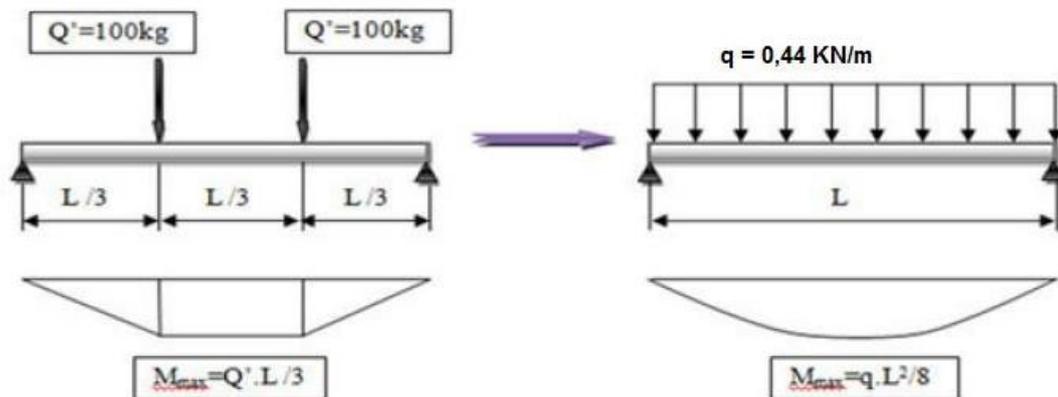


Figure III. 2: Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.

$$P = \frac{8 \times p'}{3 \times L} = \frac{8 \times 10}{3 \times 6} = 0,44 \text{ KN/m.}$$

$$P = 0,44 \text{ KN}$$

On prend un **IPE 180**

A. Les charges permanentes :

- Poids de Panneaux sandwich(TL75)+ Poids de l'accessoire
 $G_1 = G \times d = (0,17 \times 1,2) = 0,204 \text{ KN/m.}$

$$G = 0,17 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_1 = 0,204 \text{ KN/m.}$$

Tableau III. 1: Les combinaisons des charges YY'(ELS).

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	p (Kg/m)
180	91	5,3	8	9	146	18,8
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl.y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl.z} (cm ³)
23,9	1317	7,42	166,4	100,81	2,05	34,6

III.2.3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :

A. Les charges variables :

- Le vent : **W_s = -1,707 KN/m.**
- La neige : **S_n = 0,7476 KN/m.**
- La charge d'exploitation : **P_n = 0,44 KN/m.**

B. Les charges permanentes :

- poids propre de l'IPE180 **G₃ = 0,188 KN/m.**

$$G = G \times d + G_3 = 0,17 \times 1,2 + 0,188 = 0, \text{ KN/m} \quad \mathbf{G = 0,392KN/m.}$$

C. Combinaison des charges:

- à l'ELU :
- $q_u = \Sigma 1,35.G + 1,5.Q$
- $q_u = \Sigma 1,35.G + 0,9 \Sigma 1,5.Q$

Tableau III. 2: Les combinaisons des charges YY'(ELU).

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$1,35.G \sin \alpha + 1,5 \cdot S_n \sin \alpha$	0,2922
$1,35.G \sin \alpha + 1,5 \cdot Q \sin \alpha$	0,2117
$1,35.G \sin \alpha + 0,9 \cdot 1,5 \cdot (S_n + Q) \sin \alpha$	0,3785
La plus défavorable	Quy = 0,3785

Tableau III. 3: Les combinaisons des charges ZZ'(ELU).

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
$G \cos\alpha + 1,5.WS$	-2,1747
$1,35.G\cos\alpha + 1,5.S_n \cos\alpha$	1,5802
$1,35.G\cos\alpha + 1,5.Q \cos\alpha$	1,1763
$G \cos\alpha + 0,9[1,5(S_n+Q)\cos\alpha + 1,5WS]$	0,3354
La plus défavorable	Quz = -2,1747

➤ à l'ELS:

$$q_s = \Sigma G + Q$$

$$q_s = \Sigma G + 0,9\Sigma Q$$

Les combinaisons des charges YY'(ELS).

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$G\sin\alpha + S_n \sin\alpha$	0,2018
$G\sin\alpha + Q \sin\alpha$	0,1480
$G\sin\alpha + 0,9.(S_n+Q)\sin\alpha$	0,2593
La plus défavorable	Qsy = 0,2593

Tableau III. 4: Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
$G\cos\alpha + W_s$	-1,3212
$G\cos\alpha + S_n \cos\alpha$	1,1216
$G\cos\alpha + Q \cos\alpha$	0,8228
$G\cos\alpha + 0,9[(S_n+Q)\cos\alpha + W_s]$	-0,2706
La plus défavorable	Qsz = -1,3212

III.2.4 Vérification de la flèche : (ELS) (ELU).

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $f < f_{ad} = \frac{l}{200} = 3\text{cm} = 3 \times 10^{-3}\text{m}$

La flèche est : $F_z = \frac{5qz l^4}{384EI}$ (élément bi – articulé)

$$f_z = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,3212 \times 10^{-3} \times (6000)^4}{384 \times 210 \times 1317 \times 10^4} = 8,061\text{mm} = 0,806 \times 10^{-3}\text{m}$$

$$f_z = 0,806 \times 10^{-3}\text{m} < f_{ad} = 3 \times 10^{-3}\text{m}$$

$$f_y = \frac{5qyl^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,2395 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 100,81 \times 10^4} = 24,8 \text{ mm} = 2,48 \times 10^{-3}\text{m}$$

$$f_y = 2,48 \times 10^{-3}\text{m} < f_{ad} = 3 \times 10^{-3}\text{m}$$

$$f = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(0,806)^2 + (2,48)^2} = 2,607\text{cm} = 2,607 \times 10^{-3}\text{m}$$

$$f = 2,607 \times 10^{-3}\text{m} < f_{ad} = 3 \times 10^{-3}\text{m}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

III.2.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^Q \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$; $Q = 1$ pour les profilés en I.

$$M_{sd} = \frac{QL^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{2,1747 \times 6^2}{8} = 9,786 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 9,786 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{0,3785 \times 6^2}{8} = 1,703 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = 1,703 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

➤ Déterminer la classe du profilé :

$$A_{me} : \frac{d}{tw} = \frac{146}{5,3} = 25,547 \leq 72\epsilon$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

✓ Donc l'âme est de classe 1

$$S_{emelle} : \frac{c}{tf} = \frac{b-tw-2r}{2tf} = \frac{91-5,3-2 \times 9}{2 \times 8} = 4,2312 \leq 10\epsilon$$

✓ Donc semelle est de classe 1

Alors la section est de classe 1 ($\gamma_{M0} = 1,1$)

➤ **Le moment de résistance plastique de la section brut par rapport à l'axe yy' est :**

$$M_{pl.y,rd} = \frac{W_{ply} \times 275}{1,1} = \frac{166,4 \times 275}{1,1} = 41,6 \text{ KN.m} \quad M_{pl.y,rd} = 41,6 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment de résistance plastique de la section brut par rapport à l'axe zz' est :**

$$M_{pl.z,rd} = \frac{W_{plz} \times 275}{1,1} = \frac{34,6 \times 275}{1,1} = 8,65 \text{ KN.m} \quad M_{pl.z,rd} = 4,8 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right]^Q \leq 1 = \left[\frac{9,7862}{41,6} \right]^2 + \left[\frac{1,703}{8,65} \right]^1 = 0,2522 \leq 1$$

✓ **La condition est vérifiée**

III.2.6 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

$$\text{Avec : } V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sdz} = \frac{qy \times l}{2} = \frac{2,1747 \times 6}{2} = 6,524 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 6,524 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = \frac{qz^2 \times l}{2} = \frac{0,378^2 \times 6}{2} = 1,155 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 1,155$$

KN

$$V_{sd,max} = 6,524 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{fy/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

➤ $A_v = 747,6 \text{ mm}^2$

➤ **Donc :** $V_{pl,rd} = 107,91 \text{ KN}$

$$V_{sd,max} = 6,524 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 107,91 \text{ KN}$$

✓ **La condition est vérifiée.**

III .2.7. Vérification de la panne au déversement :

D'après l'Eurocode 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{b,rd} = \frac{XLT \times Q_w \times W_{pl,y} \times fy}{\gamma_{m0}} \dots \text{ (EC 3 pt1-1 pg 5-17)}$$

Avec : $Q_w = 1$ et $\gamma_{m0} = 1,1$ (pour profilée de classe 1).

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

X_{LT} : coefficient de réduction pour déversement

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + a_{LT} \times (\lambda_{cr} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$a_{LT} = 0,21$ (pour les profilée lamines) : coefficient d'imperfection de déversement

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{Q_w}$$

λ_{LT} : L'élanement réduit

Avec : $\lambda_1 = 86,39$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1 \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,98 \text{ et } \varepsilon = [235/275]^{0,5} = 0,92$$

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = \frac{6000}{16,5} = 156,853$$

$$\sqrt{1,132 \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{6000}{180} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{156,853}{86,39} \right) \cdot \sqrt{1} = 1,815 \geq 0,4 \text{ Donc : il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,816 - 0,2) + 1,816^2] = 2,318$$

$$X_{LT} = \frac{1}{2,318 + \sqrt{(2,318^2 - 1,816^2)}} = 0,2659 \leq 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,2659 \times 1 \times 166,4 \times 10^{-3} \times 0,275}{1,1} \times 10^{-3} = 11,061 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 8,65 \text{ KN.m} \leq M_{b,rd} = 11,061 \text{ KN.m}$$

✓ La condition est vérifiée

III.3 Les lisses de bardage :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profils minces pliés disposés horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur les potelets intermédiaires, Elles sont destinées à la fixation du bardage et au support de la maçonnerie.

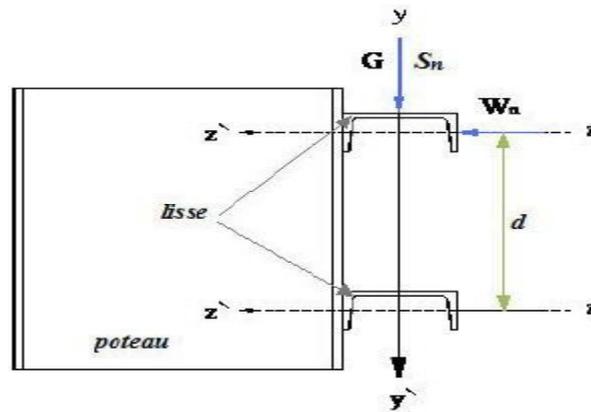


Figure III. 3: Disposition de la lisse de bardage

III.3.1 Dimensionnement des lisses :

Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :

- **L = 6 m** sur le long pan, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe yy' .
- **L = 6 m** sur le pignon, et avec des potelets à mi portée selon l'axe yy' .
- La portée entre axe des lisses **d = 1,2 m** (espace entre 2 lisses).
- On dispose de **06 lignes** de lisses sur chaque paroi. Lisses sont en acier S275(E28)

III.3.2 Détermination de la section de la lisse :

A. Les charges variables :

Le vent :

- **Sur le long pan :**

$$W_L = Q_j \times d = 0,877 \times 1,2 = 1,0532 \text{ KN/m}$$

$$W_L = 1,0532 \text{ KN/m}$$

- **Sur le pignon :**

$$W_p = 0,794 \times 1,2 = 0,9529 \text{ KN/m}$$

$$W_p = 1,164 \text{ KN/m}$$

B. Les chargers permanents :

- le poids de LL40 + le poids d'accessoire :

$$G_1 = 0,132 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } G = G_1 \times d = 0,132 \times 1,2 = 0,1584 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 0,1584 \text{ KN/m}$$

C. combinaison des charges ELS :

On prend les combinaisons les plus défavorables:

- yy' :

$$G = 0,1584 \text{ KN/m}$$

- zz' : sur long pan

$$W_L = 1,0532 \text{ KN/m}$$

sur pignon

$$W_p = 0,9529 \text{ KN/m}$$

On a une poutre posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la

$$f = \frac{5qL^4}{384EI_y}$$

Et la flèche admissible : $f_{ad} = \frac{L}{200}$ et $f_z = \frac{5qzL^4}{384EI_y}$; $I_y = \frac{1000qzL^3}{384E}$

➤ sur long pan :

$$f_y = \frac{5qyL^4}{384EI_z}$$

$$I_z \geq \frac{1000 \times 0,1584 \times 10^{-3} \times 6000^3}{384 \times 210} = 424285,71 \text{ mm}^4$$

$$I_z \geq 42,42 \times 10^{-12} \text{ m}^4$$

➤ sur le pignon :

$$I_y \geq \frac{1000 \times 1,053 \times 10^{-3} \times 6000^3}{384 \times 210} = 2821071,42 \text{ mm}^4$$

$$I_y \geq 282,10 \times 10^{-12} \text{ m}^4$$

Donc on va choisir l'UPN 140

Donc le profilé qui correspond est **IPE140** de caractéristiques suivantes :

Tableau III. 5: Caractéristiques et dimensions d'UPN140

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	p (Kg/m)
140	60	7	10	10	98	16,4
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl.y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl.z} (cm ³)
2040	605	5,45	103	62,7	1,75	28,3

III.3.3 Combinaison des charges (ELS ; ELU) :

A. Les charges variables :

- Sur le long pan: $W_L = 1,0532 \text{ KN/m}$
- Sur le pignon: $W_P = 0,9529 \text{ KN/m}$

B. Les charges permanentes :

- Le poids propre d'UPN140 : $G_3 = 0,16 \text{ KN/m}$

Donc : $G = G \times d + G_3 = 0,184 + 0,16 = 0,3184 \text{ KN/m}$

$$G = 0,3184 \text{ KN/m}$$

C. Combinaison des charges :➤ **A l'ELU :**

$$1,35G + 1,5Q$$

▪ **Suivant yy' :** $1,35G = 1,35 \times 0,3184 = 0,4298 \text{ KN/m}$ $Q_{iy} = 0,4298 \text{ KN/m}$

▪ **Suivant zz' :**

Sur long pan : $1,5W_L = 1,5 \times 1,0532 = 1,5798 \text{ KN/m}$ $Q_{LZ} = 1,5798 \text{ KN/m}$

Sur pignon : $1,5W_p = 1,5 \times 0,9529 = 1,2935 \text{ KN/m}$ $Q_{pz} = 1,2935 \text{ KN/m}$

➤ **A l'ELS :**

$$G + Q$$

▪ **Suivant yy' :** $G = 0,3184 \text{ KN/m}$ $Q_{iy} = 0,3184 \text{ KN/m}$

▪ **Suivant zz' :**

Sur long pan : $W_1 = 1,0532 \text{ KN/m}$ $Q_{LZ} = 1,0532 \text{ KN/m}$

Sur pignon : $W_p = 0,9529 \text{ KN/m}$ $Q_{PZ} = 0,9529 \text{ KN/m}$

III.3.4 Vérification de la flèche (ELS) :

Les lisses de bardage sont soumises en plus de leur poids propre, à l'action du vent. Elles doivent être vérifiées à l'effort tranchant et à la flèche max à l'ELS, Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$f \leq f_{ad} = L/200 \quad \text{La flèche : } f = \frac{5qL^4}{384EI_y}$$

➤ **sur long pan : L = 6 m**

$$f_z = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,0532 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 605 \times 10^4} = 14,01 \text{ mm} \quad f_z = 14,01 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_z = 14,01 \times 10^{-3} \text{ m} \leq f_{ad} = 3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,3184 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 62,7 \times 10^4} = 40,80 \text{ mm} \quad f_y = 40,80 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_y = 40,80 \times 10^{-3} \text{ m} \leq f_{ad} = 3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

✓ **Donc la condition n'est pas vérifiée.**

On va ajouter une lierne au milieu de la lisse.

$$f_y = \frac{2,05q_y l^4}{384EI_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,3184 \times 10^{-3} \times 3000^4}{384 \times 210 \times 62,7 \times 10^4} = 1,0456 \text{ mm}$$

$$f_y = 1,0456 \times 10^{-3} \text{m} \leq f_{ad} = 3 \times 10^{-3} \text{m}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

➤ Sur le pignon L = 6m :

$$f_z = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0,9529 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 605 \times 10^4} = 12,656 \text{mm} \quad f_z = 12,656 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_z = 12,656 \times 10^{-3} \text{m} \leq f_{ad} = 3 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,3184 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 62,7 \times 10^4} = 40,80 \text{mm} \quad f_y = 40,80 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_y = 40,80 \times 10^{-3} \text{m} \leq f_{ad} = 3 \times 10^{-3} \text{m}$$

✓ Donc la condition n'est pas vérifiée.

On va ajouter une lierne au milieu de la lisse.

$$f_y = \frac{2,05 q_y l^4}{384 E I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,3184 \times 10^{-3} \times 3000^4}{384 \times 210 \times 62,7 \times 10^4} = 1,045 \text{ mm} \quad f_y = 1,045 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_y = 1,045 \times 10^{-3} \text{m} \leq f_{ad} = 3 \times 10^{-3} \text{m}$$

✓ Donc la condition est vérifiée :

II.3.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

Avec : $M_{y.sd}$: moment ultime de flexion autour de l'axe yy'

$M_{z.sd}$: Moment ultime de flexion autour de l'axe zz'

$\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$M_{sd} = \frac{PL^2}{8}$$

➤ Sur le long pan :

$$M_{y.sd} = \frac{1,5796 \times 6^2}{8} = 7,1082 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 7,1082 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{0,4298 \times 3^2}{8} = 0,4835 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 0,4835 \text{ KN.m}$$

➤ **Sur le pignon :**

$$M_{y.sd} = \frac{1,2955 \times 6^2}{8} = 5,8275 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 5,8275 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{0,4298 \times 3^2}{8} = 0,4836 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 0,4836 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl}.f_y}{\gamma_{M0}}$$

Pour terminer γ_{M0} on doit terminer la classe du profilé.

➤ **Déterminer la classe du profilé :**

$$A_{me} : \frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14 \leq 72\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

✓ **Donc l'âme est de classe 1**

$$\text{Semelle} : \frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-2r}{2t_f} = \frac{60-7-2 \times 10}{2 \times 10} = 1,56 \leq 10\varepsilon$$

✓ **Donc semelle est de classe 1**

Alors la section est de classe 1 " $\gamma_{M0} = 1,1$ "

➤ **Le moment de résistance plastique de la section brut par rapport à l'axe yy' est :**

$$M_{pl.y.rd} = \frac{103 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 25,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y.rd} = 25,75 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment de résistance plastique de la section brut par rapport à l'axe zz' est :**

$$M_{pl.z.rd} = \frac{28,3 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = 7,075 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.rd} = 7,075 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^Q \leq 1 = \left[\frac{5,8207}{25,75} \right]^2 + \left[\frac{0,4981}{7,075} \right]^1 = 0,12 \leq 1$$

✓ **Donc la condition vérifiée**

III.3.6 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl.rd}$$

$$\text{Avec : } V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

➤ **Sur le long pan :**

$$V_{sdy} = \frac{q_y \times l}{2} = \frac{0,4298 \times 3}{2} = 0,1619 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 0,1619 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_z^2 \times l}{2} = \frac{1,598^2 \times 6}{2} = 4,7394 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 4,7394 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 4,7394 \text{ KN}$$

➤ **Sur le pignon :**

$$V_{sdy} = \frac{qy \times l}{2} = \frac{0,4298 \times 3}{2} = 0,6447 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 0,6447 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = \frac{qz \times l}{2} = \frac{1,2935 \times 6}{2} = 5,238 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 3,88 \text{ 05 KN}$$

$$V_{sd,max} = 3,8805 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 2040 - 2 \times 60 \times 10 + (7 + 2 \times 10) \times 10 = 1110 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 1110 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } V_{pl,rd} = 1110 \times \frac{275 / \sqrt{3}}{1,1} = 160,214 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = 160,214 \text{ KN}$$

➤ **Sur le long pan :**

$$V_{sd,max} = 4,7394 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 160,214 \text{ KN}$$

✓ **Donc la condition est vérifiée**

➤ **Sur le pignon :**

$$V_{sd,max} = 3,880 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 160,214 \text{ KN}$$

III.3.7 Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes :

$$R = 1,25 \times \frac{Q_y \times L}{2} = 1,25 \times \frac{0,3184 \times 6}{2} = 1,23 \text{ KN}$$

$$R = 1,194 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Lierne 1 : } T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,194}{2} = 0,597 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Lierne 2 : } T_2 = T_1 + R = 1,791 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Lierne 3 : } T_3 = T_2 + R = 2,985 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Lierne 4 : } T_4 = T_3 + R = 4,179 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Lierne 5 : } T_5 = T_4 + R = 5,373 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Lierne 6 : } T_6 = T_5 + R = 6,567 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Lierne 7 : } T_7 = T_6 + R = 7,761 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Lierne 8 : } 2 \cdot T_8 \cdot \cos \alpha = T_7 \quad \rightarrow T_8 = 10,44 \text{ KN}$$

$$\text{Tang} \alpha = \frac{3}{1,2} = 2,5 \quad \text{donc} \quad \alpha = 68,19$$

Le tronçon le plus sollicité est T8 donc il faut vérifier que :

$$A \geq \frac{T_{max}}{f_y} = \frac{10,44}{0,275} = 37,980 \text{ mm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \geq 6,953 \text{ mm}$$

Soit un rond Ø10 mm à adopter pour les liernes des lisses

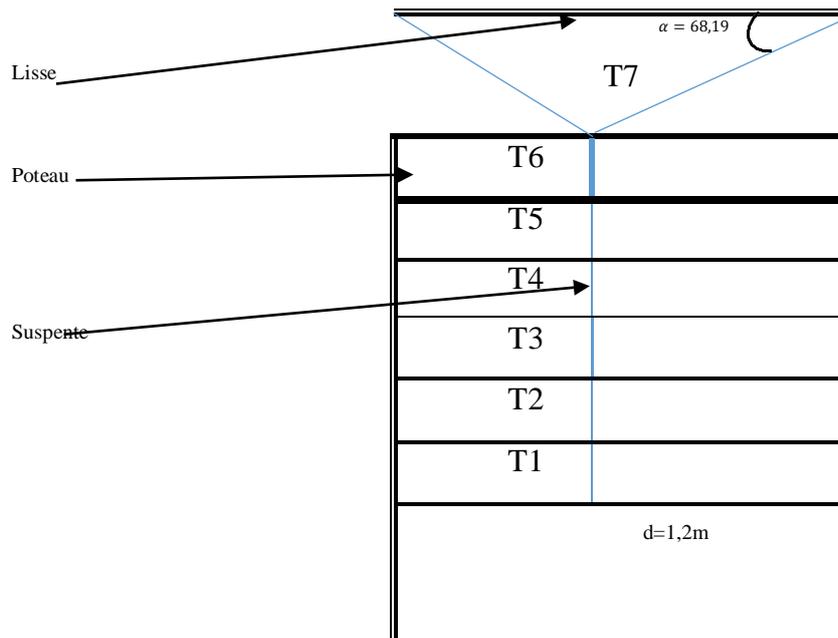


Figure III.4: Dispositions des liernes

III.4. Etude des potelets :

Ce sont des éléments secondaires, souvent des profilés en I ou en H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre le poteau et diminuer la longueur des lisses de bardage.

Ils sont sollicités en flexion composée :

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

III.4.1 Dimensionnement des potelets :

➤ Sur le pignon :

- La longueur des potelets $L=15,24\text{m}$
- Chaque pignon possède 5 potelets
- Entre axe des potelets $d = 6\text{ m}$.

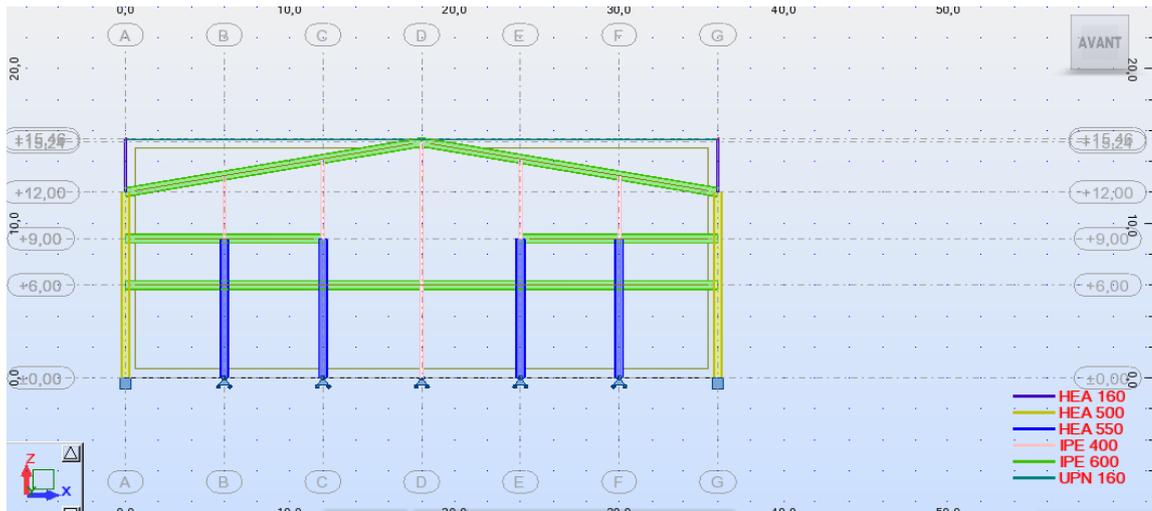


Figure III. 4: Disposition des potelets.

III.4.2 Détermination de la section de potelet :

A. Les charges variables :

➤ Le vent : $d = 6 \text{ m}$

$$\text{Max} \begin{cases} \text{sur } 60\text{m } Q_j = -0,810\text{KN/m} \\ \text{sur } 42\text{m } Q_j = -0,8583\text{KN/m} \end{cases}$$

Donc $Q_j = -0,8583\text{KN/m}$

$$W_s = Q_j \times d = 0,8583 \times 6 = 5,1498 \text{ KN/m}$$

$$W_s = 5,1498 \text{ KN/m}$$

B. Combinaison des charges :(ELS)

ZZ'

$$W_s = 5,1498 \text{ KN/m}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f = \frac{5qL^4}{384EI_y}$$

et la flèche admissible :

$$f = \frac{L}{200} \text{ et } f_z = \frac{5 qz l^4}{384 E I_y} ; I_z \geq \frac{1000 qz l^3}{384 E}$$

$$I_z \geq \frac{1000 \times 5,1498 \times 10^{-3} \times 11793^3}{384 \times 210} = 2200449146 \text{ mm}^4$$

$$I_z \geq 22604,4916 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

On prendre : **IPE400**

Tableau III. 3:Les caractéristiques d'IPE400.

b(mm)	h(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	P(Kg/m)
180	400	8,6	13,5	21	331	66,3
A(cm)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl.y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl.z} (cm ³)
84,5	23124,4	16,55	1307,1	1317,58	3,95	229

Les charges permanentes :

- Poids de bardage (LL40) + Poids de l'accessoire **G = 0.132KN/m²**
 - Poids des lisses (UPN140) **P_{UPN140} = 0.16 KN/m**
 - Poids de profile (IPE400) **P_{IPE400} = 0.663 KN/m**
 - Poids de bardage (PS LL40)+Poids de l'accessoire :
 $G1 = G \times d \times L = 0,132 \times 6 \times 15,24 = 12,00 \text{ KN}$ **G1 = 12,00 KN**
 - Poids des lisses (UPN140) :
 $G2 = 0,16 \times 6 \times 8 = 7,68 \text{ KN}$ **G2 = 7,68 KN**
 - Poids de profile (IPE400) :
 $G3 = 0,663 \times 15,24 = 10,104 \text{ KN}$ **G3 = 10,104 KN**
- GT = G1 + G2 + G3 = 12 + 7,68 + 10,104 = 29,784 KN** **GT = 29,784 KN**

III.4.3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :**A. Les charges variables :**

- **Le vent :** **W_s = 5,1498 KN/m.**

B. Les charges permanentes :

G_T = 29,784 KN

C. Combinaison des charges:

- **P'ELU:**

1,35 G + 1,5 Q

- suivant yy' : $1,35.G = 1,35 \times 29,784 = 32,82 \text{ KN.}$ **Q_{uy} = 40,208 KN**
- suivant zz' : $1,5.WL = -1,5 \times 5,1498 = -8,73 \text{ KN/m.}$ **Q_{uz} = -7,7247 KN/m**

- **P'ELS:**

G + Q

- suivant yy' : **G = 29,784 KN.** **Q_{sy} = 29,784 KN/m**

- suivant zz' : $W_s = -7,724 \text{ KN/m}$.

$$Q_{sz} = -7,724 \text{ KN/m}$$

III.4.4 Vérification a l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_{sd,z} = \frac{7,7244 \times 15,24}{2} = 58,862 \text{ KN}$$

$$V_{sd,z} = 58,862 \text{ KN}$$

$$V_{sd,y} = \frac{40,208 \times 15,24}{2} = 306,384 \text{ KN}$$

$$V_{sd,y} = 306,384 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 306,384 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \times t_f = 8450 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5 = 2906,9 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 419,5748 \text{ KN}$$

Détermination de la classe de profilé:

- Ame : $\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8} = 38,48 \leq 72\epsilon$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Donc l'âme est de classe 1.

- Semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2t_f} = \frac{180 - 8,6 - 2 \times 21}{2 \times 13,5} = 4,79 \leq 10\epsilon$

Donc la semelle est de classe 1.

Donc : $\gamma_{mo} = 1,1$

$$V_{sd,max} = 306,384 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 419,579 \text{ KN}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

III.4.5 Vérification de moment fléchissant $M_{y,sd}$:

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{pl,rd,y} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{0,275}{1,1} \times 1307,1 = 326,775 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd,y} = 326,775 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{7,7247 \times 15,24^2}{8} = 224,265 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 224,265 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 224,265 \text{ KN.m} \leq M_{pl,rd} = 326,775 \text{ KN.m}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

III.4.6 Vérification au flambement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot (A \cdot \gamma_{mo})} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{W_{ply} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{mo}}\right)} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{W_{plz} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{mo}}\right)} \leq 1$$

$$N_{sd} = Q_{sy} = 40,208 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 224,256 \text{ KN}$$

Choix de la courbe de flambement correspondant à la section :

Section en I laminée IPE 400 : h = 400 mm, b = 180 mm, t_f = 13,5 mm.

$$\text{Donc : } \frac{h}{d} = \frac{400}{180} = 2,22 \geq 1,2 \quad \text{et} \quad t_f = 13,5 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Tableau III. 4: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 400 (Ec3 page 171-175).

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	A	$\alpha = 0,21$
z-z'	B	$\alpha = 0,34$

$$X_{min} = \min (X_y ; X_z)$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda^2]^{0,5}} \quad \text{et} \quad \varphi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda^2] ; \quad \alpha_y = 0,21$$

$$\lambda = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{B_w} ; \quad B_w = 1 \quad (\text{pour les profile de section 1 ou 2}).$$

$$\lambda = \frac{l'_y}{i_y} = \frac{1524}{16,55} = 92,084 \quad \lambda_y = 92,084$$

$$\lambda_1 = 93,98 \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,92 \quad \lambda_1 = 86,39$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,0659 - 0,2) + 1,0659^2] = 1,1579 \quad \varphi_y = 1,1579$$

$$X_y = \frac{1}{1,157 + [1,157^2 - 1,0659^2]^{0,5}} = 0,6222 \quad X_y = 0,6222$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda^2]^{0,5}} \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\lambda_z - 0,2) + \lambda^2] ; \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{120}{3,79} = 31,66 \quad \lambda_z = 31,66$$

$$\lambda_1 = 93,98 \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,92 \quad \lambda_1 = 86,39$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,3515 - 0,2) + 0,3515^2] = 0,5875 \quad \varphi_z = 0,5875$$

$$X_z = \frac{1}{0,5875 + [0,5875^2 - 0,3515^2]^{0,5}} = 0,9449 \quad X_z = 0,9449$$

$$\text{Donc: } X_{\min} = 0,622 \text{ et } X_{\max} = 0,944$$

$X_{\max} > 0,2$ il y a un risque de flambement.

$$K_y = 1 - \frac{u_y \times N_{sd}}{X_y \times A \cdot f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \lambda_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} ; \quad \beta_{My} = 1,3$$

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$$\mu_y = 1,1065 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{1307,1 - 1156,4}{1156,4} = -1,3619 \quad \mu_y = -1,3619$$

$$K_y = 1 - \frac{-1,3619 \times 40,208}{0,622 \times 8450 \times 0,275} = 1,0378 \quad K_y = 1,0378$$

$$\checkmark \mu_y = -1,4292 \leq 0,9$$

$$\checkmark K_y = 1,036 \leq 1,5$$

Donc la condition sera :

$$\frac{N_{sd}}{X_{\min} \cdot (A \cdot \gamma_{m1}) \cdot f_y} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{W_{ply} \cdot (\gamma_{m1}) \cdot f_y} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{W_{plz} \cdot (\gamma_{m1}) \cdot f_y} \leq 1$$

$$\frac{40,208}{0,622 \times (84,5 \times 10^{-4} \times \frac{275 \times 10^3}{1,1})} + \frac{1,0378 \times 224,265}{1307,1 \times 10^{-6} \times (\frac{275 \times 10^3}{1,1})} + 0 = 0,7429 \leq 1$$

\checkmark Donc la condition est vérifiée

III.5. Conclusion :

Après le dimensionnement et la vérification selon l'eurocode3 (à l'ELU et ELS) de chaque élément secondaire comparativement avec les sollicitations dus aux effets climatiques, les profilés suivants sont considérés satisfaisants :

- Les pannes : **IPE180.**
- Les lisses : **UPN140.**
- Les potelets : **IPE400**

Chapitre IV : Etude du plancher

Chapitre IV : Etude du plancher

IV.1. Introduction :

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connectée aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

IV.2. Définition :

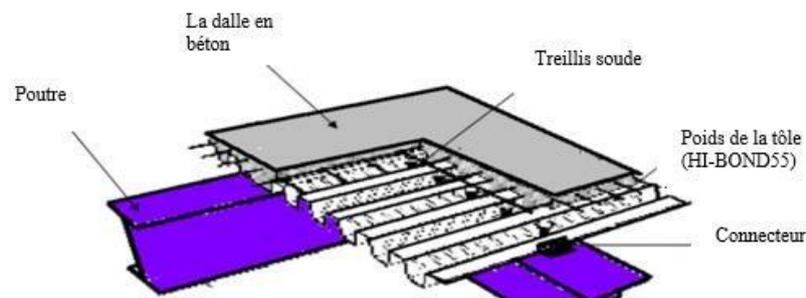


Figure IV. 1: Eléments constructifs du plancher.

Les planchers collaborant sont des éléments structuraux, définis comme mixtes car ils associent deux matériaux de natures et de propriétés différentes, avec l'objectif de tirer, sur le plan mécanique, le meilleur parti de cette association. Une dalle en béton pour résister aux efforts de compression. Des poutres en acier pour résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants.

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

IV.3. Disposition des solives :

Pour tous les planchers de notre ouvrage, les poutrelles sont disposées dans chaque trame de 5 poutrelles (solives) avec :

- la distance entre les solives est $d = 1,2\text{m}$.
- la longueur de solives est $l = 6\text{m}$.

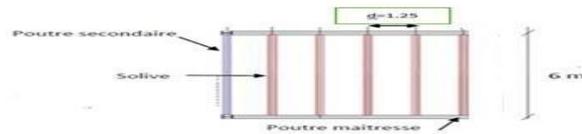


Figure IV. 2: Disposition des solives dans chaque trame.(refaire)

IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs :

➤ L'acier :

On utilise des poutres en IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E_a = 21.10^4 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de traction $f_y = 275 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de cisaillement $r_e = 0,58 f_y = 159,5 \text{ Mpa}$

➤ le béton :

Pour les planchers, on utilise un béton **C25/30** d'épaisseur $e=12\text{cm}$ qui ont Les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique a la compression $f_{c28} = 20 \text{ Mpa.}$
- La masse volumique $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3.$
- Le module d'élasticité longitudinale $E_b = 14000 \text{ Mpa.}$
- le coefficient de retrait du béton $\varepsilon = 2. 10^{-4}.$
- le coefficient d'équivalence acier/béton : $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{21000}{14000} = 1,5 \quad n = 1,5.$

IV.5. Plancher du 1^{er} Bloc :

L'épaisseur de plancher courant est : $e = 12 \text{ cm.}$

IV .5.1. Vérification au stade de montage :

On va choisir l'**IPE 270** comme solive dont les caractéristiques sont :

Tableau IV. 1:Caractéristique et dimension d'IPE270

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
270	135	6,6	10,2	15	219,6	45,9	36,1
Iy (cm ⁴)	Wel.y (cm ³)	iy (cm)	Wply (cm ³)	Iz (cm ⁴)	Wel.z (cm ³)	iz (cm)	Wpl.z (cm ³)
5789,8	428,9	11,23	484	419,77	62,19	3,02	97

IV.5.2. Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes :

- Poids de la dalle en béton : $G_1 = \rho \cdot e = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la tôle (HI-BOND55) + accessoire : $G_2 = 12 \text{ DaN/m}^2 = 0,12 \text{ KN/m}^2$
- Poids du treillis soude : $G_3 = 0,0206 \text{ KN/m}^2$
- Poids des solives IPE270 : $P = 0,361 \text{ KN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (3 + 0,12 + 0,0206) \times 1,2 + 0,361 = 4,1297 \text{ KN/m}$$

b) Les charges variables :

Charge des ouvriers : $P = 2 \times 100 = 200 \text{ DaN/m}^2$

$$Q = P \times d = 200 \times 1 = 200 \text{ DaN}$$

$$Q = 2 \text{ KN}$$

IV.5.3. Combinaison des charges:

➤ P'ELS :

$$\Sigma G + Q = 4,1297 + 2 = 6,1297 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 6,1297 \text{ KN/m}$$

➤ P'ELU :

$$\Sigma \gamma G + \gamma Q = (1,35 \times 4,1297) + (1,5 \times 2) = 8,575 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 8,575 \text{ KN/m}$$

IV.5.4. Vérification de la flèche :

La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f_{\max} = \frac{5qsl^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 6,1297 \times 6000^4 \times 10^{-3}}{384 \times 210 \times 5789,9 \times 10^4} = 8,5 \text{ mm} = 0,850 \times 10^{-3} \text{ m} \leq \frac{600}{250} = 2 \times 10^{-3} \text{ m}.$$

✓ Donc la flèche est vérifiée.

IV.5.5. Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{8,575 \times 6}{2} = 25,725 \text{ KN}$$

$$V_{sd,z} = 25,725 \text{ KN}$$

Et : $V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$

Il faut déterminer la classe du profil pour avoir la valeur de γ_{m0} .

Détermination de la classe du profile :

$$A_{me} : \frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71 \leq 72\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

- **Donc l'âme est de classe 1.**

$$\text{Semelle} : \frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = \frac{(120-6,2-2 \times 15)}{2 \times 9,8} = 4,275 \leq 10\varepsilon.$$

- **Donc l'âme est de classe 1.**

Donc : $\gamma_{m0} = 1,1$

Et : $A_v = A - (2 \times b \times t_f) + (t_m + 2r) \times t_f$

$$A_v = 4500 - (2 \times 135 \times 10,2) + (6,6 + 30) \times 10,2 = 1462,68 \text{ mm}^2 \quad A_v = 1462,68 \text{ mm}^2$$

A_v : aire de cisaillement.

$$V_{pl,rd} = 1462,68 \times \frac{0,275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 211,119 \text{ KN} . \quad V_{pl,rd} = 221,119 \text{ KN}$$

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

$$V_{sd} = 25,725 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = 221,119 \text{ KN}$$

- ✓ **Donc la condition est vérifiée.**

IV.5.6. Vérification au moment fléchissant : (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd,z} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{8,575 \times 6^2}{8} = 38,587 \text{ KN.m} \quad M_{sd} = 38,587 \text{ KN.m}$$

M_{sd} : Moment résistant plastique développé par la section

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{484000 \times 0,275}{1,1} = 121000 \text{ KN.mm} \quad M_{pl,rd} = 121 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,z} = 38,587 \text{ KN.m} \leq M_{pl,Rd} = 121 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Donc la condition est vérifiée.**

IV.6. Vérification au stade final : (Après durcissement du béton)**IV.6.1. Evaluation des charges :****a) Les charges permanentes G :**

- Poids de la dalle en béton : $G1 = \rho \times e = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la tôle (HI-BOND55) : $G2 = 0,12 \text{ KN/m}^2$
- Poids de solive IPE 270 : $G3 = 0,361 \text{ KN/m}$

- Poids de revêtement de carrelage + Sable + mortier : $G_4 = 1,2 \text{ KN/m}^2$
- Poids de faux plafond : $G_5 = 0,2 \text{ KN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_4 + G_5) d + G_3 \times h$$

$$G = (3 + 0,12 + 1,2 + 0,2) \times 1,2 + 0,361 = 5,785 \text{ KN/m} \quad G = 5,785 \text{ KN/m}$$

b) Les charges variables Q :

Surcharge d'exploitation : $P = 6 \text{ KN/m}^2$ (Stockage)

$$Q = P \times d = 6 \times 1 = 6 \text{ KN/m}$$

$$Q = 6 \text{ KN/m}$$

IV.6.2. Combinaisons des charges :

➤ L'ELS :

$$\Sigma G + Q = 5,785 + 6 = 11,785 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 11,785 \text{ KN/m}$$

➤ L'ELU :

$$\Sigma \gamma G + \gamma Q = (1,35 \times 5,785) + (1,5 \times 6) = 16,809 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 16,809 \text{ KN/m}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle **IB** participe avec l'inertie des solives **IA**, ce qui donne une inertie équivalente **IA**.

IV.6.3. Calcul de largeur efficace du béton :

$$B_{\text{eff}} = \min \left(2 \cdot \frac{l}{8} ; b \right) \text{ avec : } l = 6 \text{ m et } b = 1,2 \text{ m}$$

$$B_{\text{eff}} = \min \left(2 \times \frac{6}{8} ; 1 \right) = \min (1,5 ; 1)$$

$$B_{\text{eff}} = 1,2 \text{ m}$$

IV.6.4. La position de l'axe neutre:

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{B_{\text{eff}} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \cdot s}$$

Avec : $n = 15$; $t = e = 12 \text{ cm}$; $h = 27 \text{ cm}$; $A = 45,9 \text{ cm}^2$; $B_{\text{eff}} = 120 \text{ cm}$.

$$\text{Et :} \quad S = A + \frac{B}{n}$$

$$\text{Avec : } B = b \times t = 120 \times 12 = 1440 \text{ cm}^2$$

$$S = 45,9 + \frac{1440}{15} = 141,9 \text{ cm}^2$$

$$S = 141,9 \times 10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } d = \frac{120 \times 12}{15} \times \frac{12+27}{2 \times 141,9} = 13,192 \text{ cm}$$

$$d = 13,192 \text{ cm}$$

$$d = 13,192 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = \frac{27}{2} = 13,5 \text{ cm}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

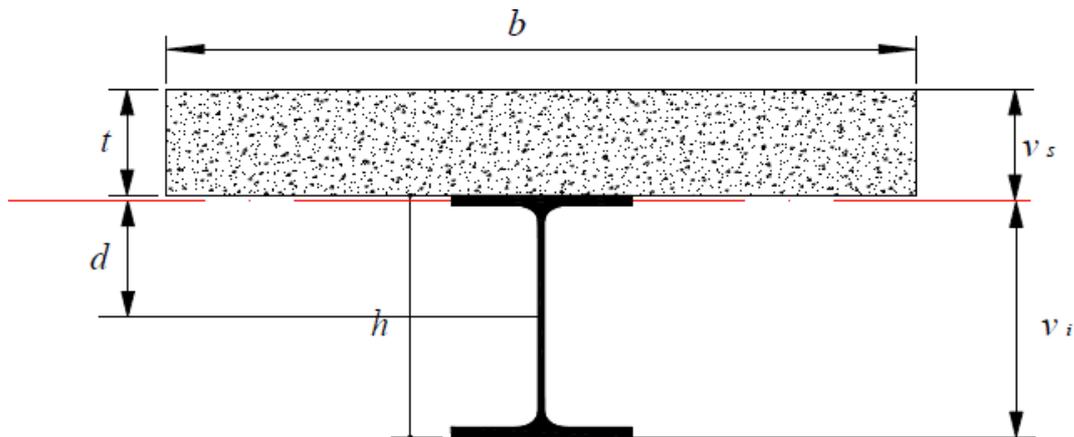


Figure IV. 2: Position de l'axe neutre.

IV.6.5. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I_{\Delta} = I_A + A \cdot d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B_{eff}}{n} \times \left[\frac{t+h}{2} - d \right]^2$$

Avec : $I_B = \frac{B_{eff} \times t^3}{12n} = \frac{120 \times 12^3}{12 \times 15} = 1152 \text{ cm}^4$

$$I_B = 1152 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

Et $I_A = I_y = 5789,8 \times 10^{-8} \text{ m}^4$

$$I_{\Delta} = 5789,9 + 45,9 \times 13,192^2 + \frac{1152}{15} + \frac{120}{15} \times \left[\frac{12+27}{2} - 13,192 \right]^2 = 14172,85 \text{ cm}^4$$

$$I_{\Delta} = 14172,85 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

IV.6.6 Contrainte de flexion simple :

IV.6.6.1 Contrainte dans la poutre d'acier :

➤ Semelle Inferieure : (Traction)

$$\sigma'_{ai} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \times V_i$$

$$V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{27}{2} + 13,192 = 26,692 \text{ cm}$$

$$V_i = 26,9226 \times 10^{-3} \text{ m}$$

➤ Moment fléchissant max :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{16,809 \times 6^2}{8} = 75,641 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 75,641 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \sigma'_{ai} = \frac{75,641 \times 10^3}{14172,85 \times 10^4} \times 266,92 = -0,1424 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma'_{ai} = -0,1424 \times 10^{-6} \text{ KN/m}^2$$

➤ **Semelle Supérieure : (Compression)**

$$\sigma'_{as} = \frac{M_{\max}}{I_{\Delta}} \times (V_s - t)$$

$$V_s = \frac{h}{2} + (t - d) = \frac{27}{2} + (12 - 13,19) = 12,31 \text{ cm}$$

$$V_s = 12,31 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \sigma'_{as} = \frac{75,641 \times 10^3}{14172,85 \times 10^4} = (123,1 - 120) = -1,6545 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{as} = -1,6545 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

IV.6.6.2. Contrainte dans la dalle en béton :

➤ **Fibre Supérieure : (Compression)**

$$\sigma'_{bs} = \frac{M_{\max}}{n \cdot I_{\Delta}} \times V_s$$

$$\text{Donc : } \sigma'_{bs} = \frac{75,641 \times 10^3}{15 \times 14172,85 \times 10^4} \times 123,10 = 4,379 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{bs} = 4,379 \times 10^{-3} \text{ KN/m}^2$$

➤ **Fibre Inferieure : (Compression)**

$$\sigma'_{bi} = \frac{M_{\max}}{n \cdot I_{\Delta}} \times (V_s - t)$$

$$\text{Donc } \sigma'_{bi} = \frac{75,641 \times 10^3}{15 \times 14172,85 \times 10^4} \times (123,1 - 120) = 1,102 \times 10^2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_{bi} = 1,102 \times 10^2 \text{ KN/m}^2$$

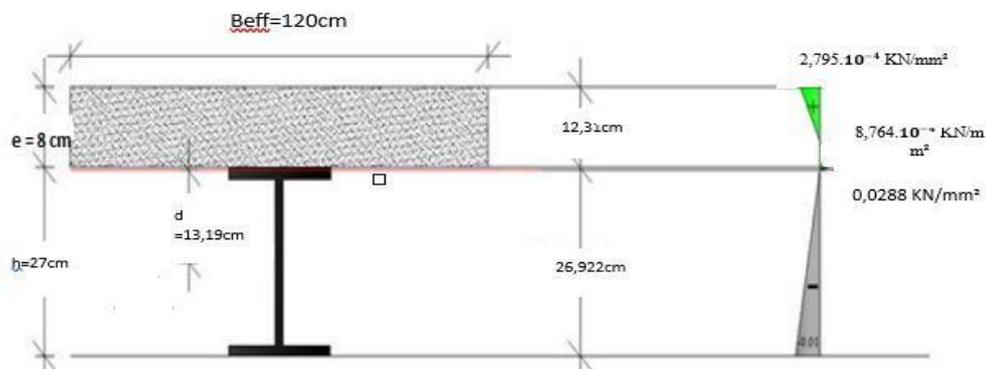


Figure IV. 3: Diagramme des contraintes de flexion simple.

IV 6.7. Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\tau \leq \tau_e$$

$$V_{sd} = \frac{qu^*}{2} = \frac{16,809 \times 6}{2} = 50,427 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 50,427 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h.t_w} = \frac{50,427}{270 \times 6,6} = 0,028 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau = 0,028 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau = 0,028 \times 10^6 \text{ KN/m}^2 \leq \tau_e = 0,159 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

✓ donc la condition est vérifiée.

IV .6.8 Vérification de la flèche :

On vérifie la condition suivante : $f_{\max} \leq f_{adm}$

$$\text{Avec : } f_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 24 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{Et : } f_{\max} = \frac{5.q.s.l^4}{384EI\Delta} = \frac{5 \times 11,785 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 14172,85 \times 10^4} = 6,681 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 6,681 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{\max} = 6,681 \times 10^{-3} \text{ m} \leq f_{adm} = 24 \times 10^{-3} \text{ m}$$

✓ donc la condition est vérifiée.

IV .6.9. Contraintes additionnelles de retrait :

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (Raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (Gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ϵ_a de la poutre acier.
- Un allongement ϵ_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

On doit calcul :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{27+12}{2} = 19,5 \text{ cm}$$

$$\beta = 19,5 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \times \beta} = \frac{5789,8}{45,9 \times 19,5} = 6,468 \text{ cm}$$

$$\alpha = 6,468 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$K = \frac{A_c E_a \varepsilon \beta A_a}{n I_a A_a + A_c I_a + A_c A_a \beta^2} = \frac{1440 \times 21000 \times 2 \times 10^{-4} \times 19,5 \times 45,9}{15 \times 5789,8 \times 45,9 + 1440 \times 5789,8 + 1440 \times 45,9 \times 19,5^2}$$

$$K = 0,144 \times 10^6 \text{ m KN/m}^3$$

$$Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 13,5 + 6,468 \times 10^{-2} = 19,986 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$Z_1 = 19,986 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$Z_2 = Z_1 + t = 19,986 \times 10^{-2} + 12 = 31,968 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$Z_2 = 31,968 \times 10^{-2} \text{ m}$$

D'où les valeurs des contraintes :

Poutre d'acier :

➤ **Semelle Inferieure : (Traction)**

$$\sigma''_{ai} = k \times (h - Z_1) = (0,1445 \times 10^{-3}) \times (270 - 19,986 \times 10^{-2}) = 0,0101 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma''_{ai} = 0,0101 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Semelle Supérieure : (Compression)**

$$\sigma''_{as} = k \times Z_1 = (0,144 \times 10^{-3}) \times 199,68 = 0,0288 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma''_{as} = 0,0288 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

Dalle en beton :

➤ **Fibre Inferieure :**

$$\sigma''_{bi} = \frac{1}{n} \times (E_a \varepsilon - k \cdot Z_1) = \frac{1}{5} \times (210 \times 2 \times 10^{-4} - 0,000144 \times 19,986 \times 10^{-2})$$

$$\sigma''_{bi} = 8,764 \times 10^2 \text{ KN/m}^2$$

Alors on a de la compression

➤ **Fibre Supérieure :**

$$\sigma''_{bs} = \frac{1}{n} \times (E_a \varepsilon - k \cdot Z_2) = \frac{1}{15} \times (210 \times 2 \cdot 10^{-4} - 0,000144 \times 319,68) = 2,795 \cdot 10^2 \text{ KN/m}^2$$

Alors on a de la traction :

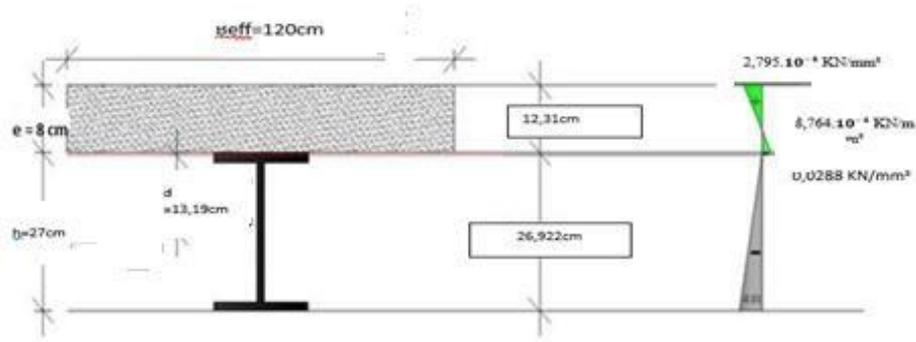


Figure IV. 4: Diagramme des contraintes additionnelles de retrait

IV 6.10. Contrainte finale :

Dans l'acier :

➤ **Semelle Inférieure : (Traction)**

$$\sigma_{ai} = \sigma'_{ai} + \sigma''_{ai} = (-0,0101) + 0,10432 \times 10^6 = -0,11442 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ai} = -0,11442 \times 10^6 \text{ KN/m}^2 \leq f_y = 0,275 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Semelle Supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{as} = \sigma'_{as} + \sigma''_{as} = 0,001211 + 0,0288 = 0,030 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{as} = 0,030 \times 10^6 \text{ KN/m}^2 \leq f_y = 0,275 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

Dans le béton :

➤ **Fibre Inférieure : (Compression)**

$$\sigma_{bi} = \sigma'_{bi} + \sigma''_{bi} = 8,077 \times 10^{-3} + 8,764 \times 10^{-4} = 9,571 \cdot 10^{-4} \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bi} = 9,571 \cdot 10^{-4} \text{ KN/m}^2 \leq 0,6f_{c28} = 12 \cdot 10^{-3} \text{ KN/m}^2$$

➤ **Fibre Supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{bs} = \sigma'_{bs} + \sigma''_{bs} = 3,207 \times 10^{-3} + -2,795 \times 10^{-4} = 2,927 \times 10^{-3} \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bs} = 2,927 \cdot 10^{-3} \text{ KN/m}^2 \leq 0,6f_{c28} = 12 \cdot 10^{-3} \text{ KN/m}^2$$

IV. 7. Calcul et dimensionnement des connecteurs :

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures. Un glissement apparaît entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs.

IV.7.1. Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4 :

- Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fut du goujon.
- Le diamètre ne doit pas être inférieur à $1,25d$.
- La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à $0,20 d$ ni la hauteur minimale inférieure à $[0,15 \times d]$.
- Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur d'au moins $0,4 d$, où d est le diamètre du fut du goujon.

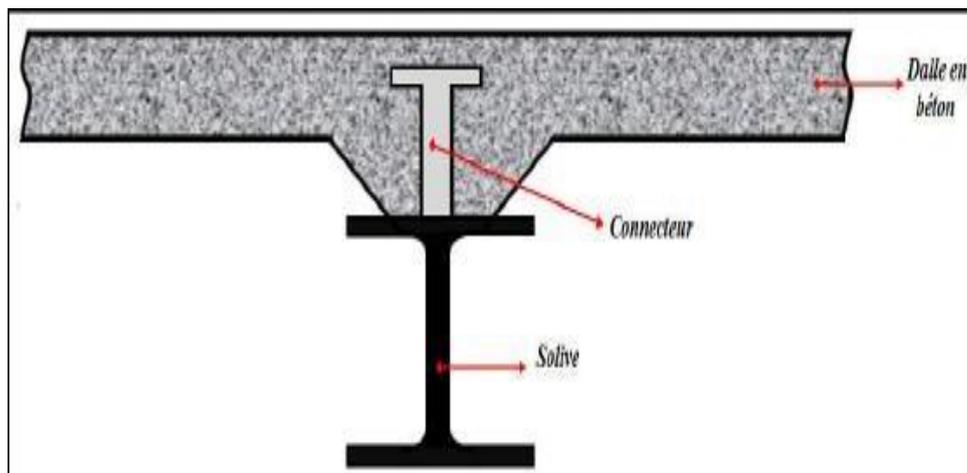


Figure IV. 5: La position d'un connecteur.

Selon l'EUC4 Les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre de fut d'au moins 16 mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme ductiles c- a- d : $\frac{L}{d} \geq 4$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de

- Diamètre de goujon $d=19\text{mm}$
- Hauteur de goujon. $h = 4 \times d \quad h = 4 \times 19 = 76$
- Diamètre tête de goujon $d_t = 1,5 \times 19 = 28,5 \text{ mm}$
- Hauteur tête de goujon $h_t = 0,4 \times 19 = 7,4 \text{ mm}$

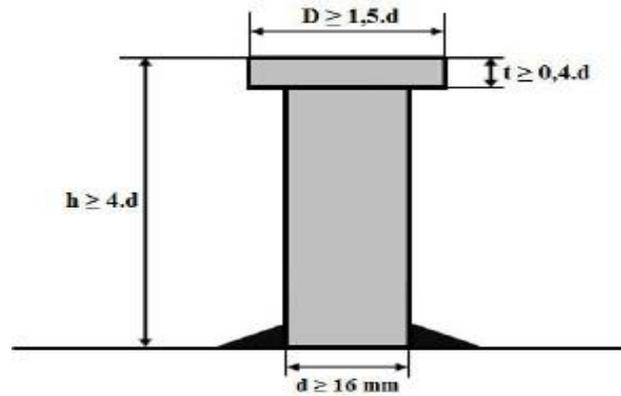


Figure IV. 6: Caractéristiques des connecteurs

IV.7.2. Nombre de connecteurs :

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC 4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} (Section 6.3 ou 6.5 EC 4) :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

- V_l : Effort de cisaillement longitudinal.
- P_{Rd} : La résistance d'un connecteur.

IV.7.3 Calcul l'effort de cisaillement longitudinal V_l :

$$V_l = F_{cf} \dots \dots \dots \text{(EC4 Formule 6.6).}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}, \frac{0,85 \times A_c \times F_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \times F_{sk}}{\gamma_s} \right\}$$

Avec :

- A_a : L'aire de l'élément structural en acier.

$$A_a = 45,9 \text{ cm}^2 \text{ (IPE 270)}$$

- A_c : L'aire de la section efficace de béton.

$$A_c = B_{\text{eff}} \times t = 1440 \text{ cm}^2$$

- A_{se} : L'aire de toute armature longitudinale comprimée.

$$A_{se} = 0 \text{ (Pas de ferrailage)}$$

- γ_c : Coefficient partiel de sécurité de compression béton section mixte transversale.

$$\gamma_c = 1,5$$

- γ_a : Coefficient de sécurité pour l'acier.

$$\gamma_a = 1,1$$

- γ_s : Coefficient de sécurité pour ferrailage.

$$\gamma_s = 1,15$$

- f_{ck} : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'Age considérée.

$$f_{ck} = 2 \text{ daN/mm}^2 = 0,02 \text{ KN/mm}^2$$

- f_y : Limite élastique de traction

$$f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2 = 0,275 \text{ KN/mm}^2$$

- f_{sk} : Limite d'élasticité caractéristique à la traction des armatures.

$$\text{➤ } F_{cf}^{(1)} = \frac{Aa \times f_y}{\gamma_c} = \frac{45,9 \times 27,5}{1,1} = 1147,5 \text{ KN} \quad F_{cf}^{(1)} = 1147,5 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } F_{cf}^{(2)} = \frac{0,85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 1440 \times 2}{1,5} + 0 = 1632 \text{ KN} \quad F_{cf}^{(2)} = 1632 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } F_{cf} = \min (1147,5 ; 1632) = 1632 \text{ KN} \quad F_{cf} = 1632 \text{ KN}$$

IV .7.4. Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd} :

- Goujons à tête utilisée avec des tôles profilées en acier.
- Tôles dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses.

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \dots (1) \\ 0,29 \times a \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots (2) \end{array} \right. \quad (\text{Ec4 formule 6.13})$$

Avec :

- d : Diamètre du fut du goujon.

$$d = 19 \text{ mm}$$

- f_u : Résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser

$$f_u = 43 \text{ daN/mm}^2 = 0,43 \text{ KN/mm}^2$$

- E_{cm} : La valeur moyenne du module sécant du béton

$$E_{cm} = 2900 \text{ daN} = 29 \text{ KN/mm}^2$$

- pour $3 \leq \frac{h}{d} = \frac{64}{16} = 4 \leq 4$:

$$\alpha = 0,2 \left[\frac{h}{d} + 1 \right] = 0,2 \times \left[\frac{64}{16} + 1 \right] = 1 \quad a = 1$$

- $\gamma_v = 1,25$ à l'ELU

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 430 \times \frac{3,14 \times 19^2}{4 \times 1,25} = 78,027 \text{ KN} \\ 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \sqrt{20 \times 29 \cdot 10^3} \times \frac{1}{1,25} = 63,78 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 63,78 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N \geq \frac{VL}{P_{Rd}} = \frac{1147,5}{63,783} = 17,99$$

Le nombre de connecteurs est : $n = 18$ /solive

IV.7.5.L'espacement des connecteurs : (6.1.3 EC4)

Le nombre de connecteur N est uniformément reparti sur une longueur critique L_{cr} .

Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

Une section de moment fléchissant maximum.

Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc $L_{cr} = l$

Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{l}{2 \cdot n} = \frac{600}{2 \times 18} = 33,33 \text{ cm} \qquad S = 34 \times 10^{-2} \text{ m}$$

Donc dans chaque 0,34 m on a un goujon.

IV.8. Conclusion :

A travers cette étude nous avons présentée le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 0,12 m posée sur des solives en IPE 270.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par 18 connecteurs espacés de 0,34 m entre eux.

Chapitre V : Etude des escaliers

Chapitre V : Etude des escaliers

V -1 Introduction :

L'escalier : Est une construction permettant aux personnes de se déplacer d'un étage à un autre, grâce à une suite de marches. Dérivé de l'échelle au niveau étymologique, sa différence avec elle est d'être fixe.

V.2. Définitions :

- **Cage d'escalier** : Pièce dans laquelle se trouve votre escalier.
- **Palier** : Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des Marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Giron** : Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Volée** : Est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profils ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- **Marche** : Est la partie sur laquelle vous posez les pieds. Elle est parallèle au sol.
- **Contre -marche** : Est la partie verticale de la marche.

V .3. Choix des dimensions :

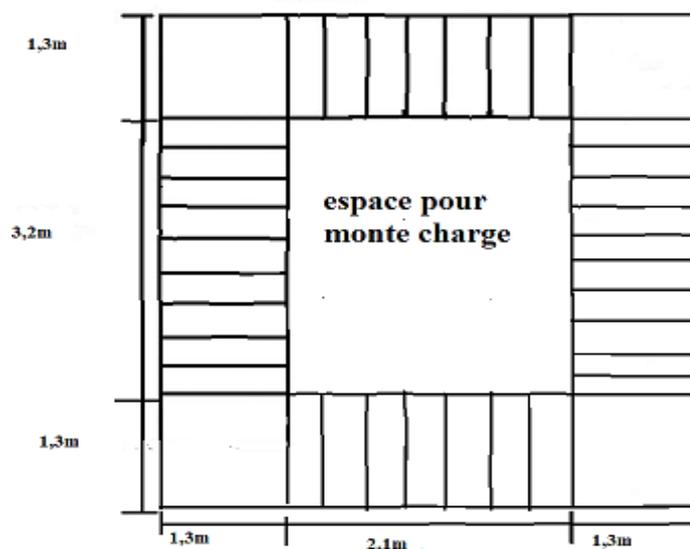


Figure V. 1: Présentation de l'escalier.

FORMULE DE BLONDEL :

$$60 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm}$$

$$27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$$

$$16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm}$$

- **G** : La largeur de la marche.
- **H** : La hauteur de la marche.

Les hauteurs des étages escaliers sont égaux, pour cela nous avons étudié les escaliers de passage du RCD ; puis on a généralisé la conception sur 1^{er} étage.

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage : **h = 5,98m**.
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : **(5,98×3,5) m²**.
- On dispose 04 volées dans chaque étage, et la hauteur de chacun est :
- Le choix de dimension se fait selon **La Formule de BLONDEL :**

h=17cm : Hauteur de marche.

g=30cm : Largeur de marche.

a=1,3m : Longueur de marche.

H= 6m : Hauteur de l'étage.

$$N = \frac{H}{h} = \frac{5,98}{0,17} = 35 \text{ contre marche} \rightarrow 34 \text{ marche.}$$

- La pente $\alpha = 29,54^\circ$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

Il faut vérifier que : $600 \leq g + 2h \leq 660$

$$\rightarrow 600 \leq 300 + 2 \times 170 \leq 660 \quad (\text{Formule de BLONDEL vérifiée}).$$

V. 4. Dimensionnement de la cornière (support):

Les marches sont construites par tôle d'épaisseur (20/10mm), rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon.

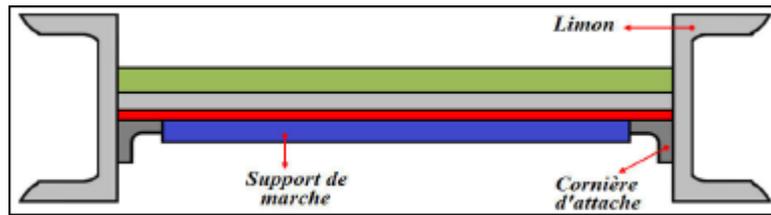


Figure V. 2: La disposition des corniers

- La longueur de la marche $L = 1,3 \text{ m}$.
- La largeur de la marche $l = G = 0,3 \text{ m}$.
- Les cornières sont en acier S275 :
- $f_y = 0.275 \text{ KN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
- $E = 210 \text{ KN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

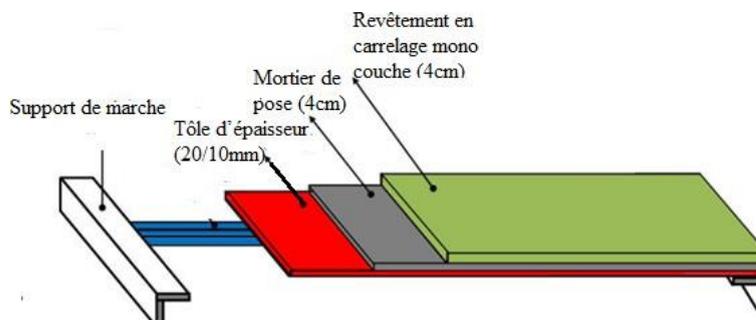


Figure V. 3: Les constituants de la marche.

V .4.1 Détermination la section de cornière :

V.4.2 Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes : (Sauf poids de profile)

- | | |
|---|------------------------------|
| ➤ Tôle d'épaisseur (20/10mm) | $G1 = 0,1567 \text{ KN/m}^2$ |
| ➤ Mortier de pose (4cm) | $G2 = 0,88 \text{ KN/m}^2$ |
| ➤ Revêtement en carrelage mono couche (4cm) | $G3 = 0,44 \text{ KN /m}^2$ |
| ➤ Support de marche en CAE50×5 | $G4 = 0,08 \text{ KN /m}^2$ |

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d + G4 = (0,156 + 0,88 + 0,44) \times 0,3 + 0,08 = 0,5228 \text{ kN/m}$$

$$G = 0,5228 \text{ KN/m}$$

b) Les charges d'exploitations :

$$P=2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = p \times g = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0,75 \text{ KN/m}$$

V.4.3. Les combinaisons des charges:

➤ (ELS)

$$Q_s = G + Q = 0,75 + 0,5228 = 1,272 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 1,272 \text{ KN/m}$$

➤ (ELU)

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 0,5228) + (1,5 \times 0,75) = 1,830 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1,830 \text{ KN/m}$$

Dans notre cas on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie

$$\text{donc la flèche est : } f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \text{ et la flèche admissible : } f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 1,2728 \times 10^{-3} \times 1300^3}{384 \times 210 \times 10^6} = 5,20 \times 10^4 \text{ mm} = 5,20 \text{ cm}^4 = 5,20 \times 10^{-8} \text{ m}^4 \quad I_y \geq 5,20 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

➤ La cornière qui correspond est : CAE 40x5

Les caractéristiques sont :

Tableau V. 1: Caractéristiques et dimensions de CAE 40x5.

a (mm)	t (mm)	r (mm)	r_1 (mm)	d (mm)
40	5	6	3	1,16
A (cm ²)	P (daN/m)	$I_y=I_z$ (cm ⁴)	$W_{el,y}=W_{el,z}$ (cm ³)	$i_y=i_z$ (cm)
3,79	2,97	5,43	1,91	1,20

V.4.4. Evaluation des charges :

a) -Les charges permanentes : (+ Poids de profile)

- Tôle d'épaisseur (20/10mm) $G1 = 0,1567 \text{ KN/m}^2$
- Support de marche $G2 = 0,08 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement en carrelage mono couche (4cm) $G3 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Poids de profile (CAE 40x5) $G4 = 0,0297 \text{ KN/m}^2$

➤ Mortier de pose (4cm)

$$G5=0.88\text{KN/m}^2$$

$$G = (G1 + G3 + G5) \times g + G2 + G4 = (0,156 + 0,44 + 0,88) \times 0,3 + 0,08 + 0,0297 = 0,552\text{KN/m}$$

$$G=0,552\text{KN/m}$$

b) -Les charges d'exploitations :

$$P=2,5\text{KN/m}^2$$

$$Q = p \times g = 2,5 \times 0,3 = 0,75\text{KN/m}$$

$$Q = 0,75\text{KN/m}$$

➤ (ELS) :

$$Q_s = G + Q = 0,75 + 0,5525 = 1,3025\text{kN/m}$$

$$Q_s = 1,3025\text{kN/m}$$

➤ (ELU) :

$$Q_U = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 0,5525) + (1,5 \times 0,75) = 1,871\text{KN/m}$$

$$Q_U = 1,871\text{KN/m}$$

V.4.6 vérification à la flèche :

La vérification ce fait a l'ELS

On vérifié la condition suivants : $f \leq f_{adm}$ avec $f = \frac{L}{300} = \frac{1300}{300} = 4,33 \text{ mm} = 4,33 \times 10^{-3} \text{ m}$

$$f = \frac{5 \times 1,3025 \times 1300^4 \times 10^{-3}}{384 \times 210 \times 5,43 \times 10^4} = 4,25 \text{ mm} = 4,25 \times 10^{-3} \text{ m (Bi-articule)}$$

$$f = 4,25 \times 10^{-3} \text{ m} \leq f_{adm} = 4,33 \times 10^{-3} \text{ m}$$

→ Donc la flèche est vérifiée.

V.4.7 Vérification de l'effort Tranchant (cisaillement) :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd}$$

(EC03 Page 158).

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{1,871 \times 1,3}{2} = 1,216 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 1,216 \text{ KN}$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{Y_{M0} \times \sqrt{3}} \quad Y_{M0} = 1.$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{379 \times 0,275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 55 \text{ KN}$$

$$V_{Pl,Rd} = 55 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 1,216 \text{ KN} \leq V_{Pl,Rd} = 55 \text{ KN}$$

→ Donc l'effort tranchant est vérifiée.

V.4.8 Vérification du moment fléchissant (résistance):

➤ (ELU) :

$$M_{sd} \leq M_{c\ RD}$$

(EC03 Page 158).

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{1,871 \times 1,3^2}{8} = 0,395 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 0,395 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c\ RD} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,91 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^5}{1,1} = 0,447 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c\ RD} = 0,447 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 0,395 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq M_{c\ RD} = 0,447 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

→ Donc le moment fléchissant est vérifiée.

Alors on prend les cornières CAE 40x5.

V.5. Dimensionnement de limon :

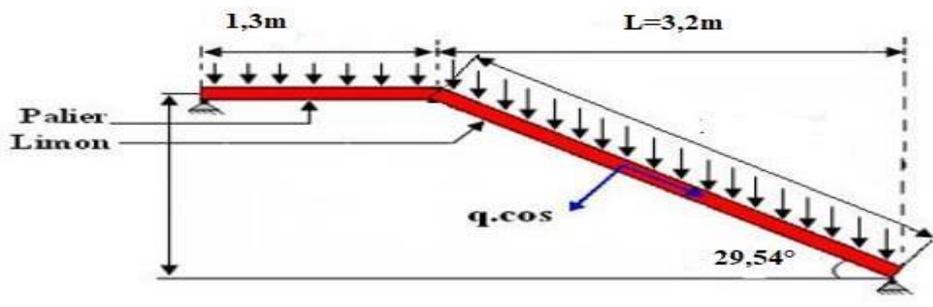


Figure V.4: Distribution des charges sur un limon.

- La longueur de limon $L = 3,2\text{m}$
- L'espacement entre deux limons $d = 1,3\text{m}$
- Les limons sont en acier S275 :
- $f_y = 0,275 \text{ KN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
- $E = 210 \text{ KN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

V.5.1. Détermination la section de limon :

Remarque importante :

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de la marche pour avoir le profile UPN minimum a adopté :

Dans le triangle ABC :

Donc on adopte au minimum un **UPN180** de **h=18cm**

$$\cos\alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h} \rightarrow h = \frac{x}{\cos\alpha}. x=17 \cos 29,54 = 14,79 \text{ cm} = \mathbf{14,79 \times 10^{-3}m}$$

Le profile qui correspond est : **UPN 180**

Tableau V. 2: Caractéristiques et dimensions d'UPN180.

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	A (cm ²)
180	70	8	11	11	133	27,9	21,9
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
1350	150	7	179	114	22,4	2,02	42,9

V.5.2. Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes : (+ Poids de profile)

- Poids de cornière (CAE 40×5) **G₂ = 0,0297KN/m**
- Poids de profile (UPN 180) **G₁ = 0,219KN/m**
- Tôle galvanisé d'épaisseur (20/10mm) **G₃ = 0,156 KN/m²**
- Mortier de pose (4cm) **G₄ = 0,88 KN/m²**
- Revêtement en carrelage mono couche (4cm) **G₅ = 0,44 KN/m²**
- Garde de corps **G₆ = 0,15 KN/m²**

$$G = (G_3 + G_4 + G_5 + G_6) \times \left(\frac{d}{2}\right) + (N^{\text{1ervolé}} \times G_2) + G_1$$

$$G = (0,156+0,88+0,44+0,15) \times \frac{13}{2} + (10 \times 0,0297) + 0,219 = 1,5729 \text{ KN/m}$$

$$G = \mathbf{1,5729 \text{ KN/m.}}$$

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 2,5 \times \frac{13}{2} = 1,625 \text{ KN/m}$$

$$Q = \mathbf{1,625 \text{ KN/m.}}$$

V.5.3 Les combinaisons des charges :

- ELS :

$$Q_s = G + Q = 1,625 + 1,5729 = 3,1979 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 3,1979 \text{ KN/m.}$$

➤ **ELU :**

$$Q_U = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 1,5729) + (1,5 \times 1,625) = 4,561 \text{ KN/m}$$

$$Q_U = 4,561 \text{ KN/m.}$$

V.5.4. Vérification de la flèche :

La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$ avec $f = \frac{L}{300} = \frac{1700}{300} = 5,66 \text{ mm} = 5,66 \times 10^{-3} \text{ m}$

$$f = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad (\text{Limon sur deux appuis}).$$

$$f = \frac{5 \times 3,1979 \times 1700^4 \times 10^{-3}}{384 \times 210 \times 1350 \times 10^4} = 1,226 \text{ mm} = 1,226 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 1,226 \times 10^{-3} \text{ m} \leq f_{adm} \leq 5,66 \times 10^{-3} \text{ m}$$

→ **Donc la flèche est vérifiée.**

Détermination de la classe de limon :

➤ **Âme :**

Âme classe **01** Si : $\frac{d}{t_w} < 72 \cdot \varepsilon$ (EC03 Page 139).

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23,5}{27,5}} = 0,92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{133}{8} = 16,625$$

$$72 \cdot \varepsilon = 72 \times 0,92 = 66,24$$

$$\frac{d}{t_w} = 16,625 < 72 \cdot \varepsilon = 66,24$$

Âme classe 01.

➤ **Semelle :**

Semelle classe **01** Si : $\frac{c}{t_f} < 10 \cdot \varepsilon$ (EC03 Page 139).

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{70}{2 \times 11} = 3,1818$$

$$10 \cdot \varepsilon = 10 \times 0,92 = 9,2$$

$$\frac{c}{t_f} = 3,1818 < 10 \cdot \varepsilon = 9,2$$

Semelle classe 01

→ **Donc le limon est de classe 01.**

V.5.5. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$\text{➤ } V_{sd} = \frac{Q_{uz} \times L}{2} = \frac{4,561 \times 17}{2} = 38,768 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 38,768 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } V_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{Y_{M0} \times \sqrt{3}} \quad Y_{M0} = 1,1$$

Avec :

$$A_v = A - 2 \cdot b \times t_f + (t_w + r) \times Y_{M0} = 1,1$$

$$A_v = 2790 - (2 \times 70) \times 11 + (8 + 11) \times 11 = 1270,9 \text{ mm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{1270,9 \times 0,275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 183,44 \text{ KN}$$

$$V_{Pl,Rd} = 183,44 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 38,768 \text{ KN} \leq V_{Pl,Rd} = 183,44 \text{ KN}$$

→ Donc l'effort tranchant est vérifiée.

V.5.6. Vérification du moment fléchissant (résistance):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,RD}$$

(EC03 Page 158).

$$\text{➤ } M_{sd} = \frac{Q_{uz} \times \cos \alpha \times L^2}{8} = \frac{3,968 \times 1,7^2}{8} = 1,433 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 1,433 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{➤ } M_{c,RD} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{Y_{M0}} = \frac{150 \times 10^{-6} \times 0,275 \times 10^{-3}}{1,1} = 37,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,RD} = 37,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 1,433 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq M_{c,RD} = 37,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

→ Donc le moment fléchissant est vérifié.

V.5.7. Vérification de l'effort axial de compression :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd}$$

(EC03 Page 155).

$$\text{➤ } N_{sd} = Q_{uy} \times L = 2,248 \times 1,7 = 3,8216 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3,8216 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2790 \times 0,275}{1,1} = 697,5 \text{ KN}$$

$$N_{c,Rd} = 697,5 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 3,8216 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 697,5 \text{ KN}$$

→ Donc l'effort axial de compression est vérifié.

D'après les vérifications, le profilé UPN180 est adopté comme limon.

V.6. Dimensionnement de palier de repos :

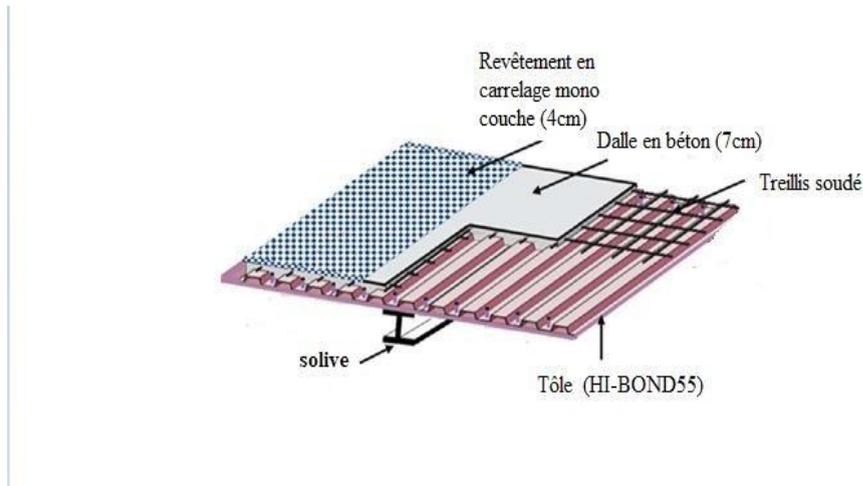


Figure V. 5: Eléments constitutif du palier de repos.(refaire)

- La trame (**1,3 × 1,3**) m²
- La longueur de solive **L= 3,2 m**
- La largeur de palier **d =1,3m**

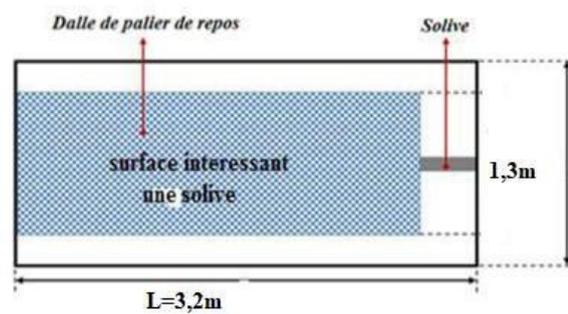


Figure V. 6: Les dimensions du palier de repos.

V.6.1. Détermination de la section de solive :**V.6.2. Evaluation des charges :****a) Les charges permanentes :** (Sauf poids de solive)

- Tôle (HI-BOND55) **G₁ = 0,1567 KN/m²**
- Mortier de pose (4cm) **G₂ = 0,88 KN/m²**
- Revêtement en carrelage mono couche (4cm) **G₄ = 0,44 KN/m²**

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (0,156 + 0,88 + 0,44) \times 1,3 = 1,918 \text{ KN/m} \quad \mathbf{G = 1,918KN/m}$$

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 2.5 \times 1,3 = 3,25 \text{ KN/m} \quad \mathbf{Q = 3,25KN/m}$$

V.6.3. La combinaison des charges :

- (ELS)

$$Q_s = G + Q = 1,918 + 3,25 = 5,168 \text{ KN/m}^2 \quad \mathbf{Q_s = 5,168 KN/m^2}$$

Dans notre cas on a une solive posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie

Donc : la flèche est : $f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I}$ et la flèche admissible :

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 5,168 \times 10^{-3} \times 3,2^4}{384 \times 210} = 3,15 \times 10^{-3} = 315 \text{ cm}^4 = 315 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq \mathbf{315 \times 10^{-8} \text{ m}^4}$$

Profile qui correspond est : **IPE 200**

Les caractéristiques sont :

Tableau V. 3: Caractéristiques et dimensions d'IPE200.

h (mm)	b (mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	R (mm)	d (mm)	A (cm²)	P(daN/m)
200	100	5	8,3	12	159	28,5	22,4
I_y (cm⁴)	W_{el,y}(cm³)	i_y (cm)	W_{pl,y}(cm³)	I_z(cm⁴)	W_{el,z}(cm³)	i_z (cm)	W_{pl,z}(cm³)
1943,2	194,3	8,26	220,6	142,31	28,46	2,24	44,6

V.6.4 Evaluation des charges:**a) Les charges permanentes: (+Poids de profile)**

➤ Tôle (HI-BOND55)	$G_1 = 0,156 \text{ KN/m}^2$
➤ Dalle en béton (7cm)	$G_2 = 1,75 \text{ KN/m}^2$
➤ Treillis soudé +accessoire	$G_3 = 0,03 \text{ KN/m}^2$
➤ Revêtement (4cm)	$G_4 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
➤ Poids de profile(IPE200)	$G_5 = 0,244 \text{ KN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d + G_5 = (0,156 + 1,75 + 0,03 + 0,44) \times 1,3 + 0,244 = 3,16 \text{ KN/m}$$

$$G = 3,3328 \text{ KN/m}$$

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 2,5 \times 1,3 = 3,25 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3,25 \text{ KN/m}$$

V.6.3. La combinaison des charges :

➤ (ELS)

$$Q_s = G + Q = 3,25 + 3,3328 = 6,5828 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = 6,5828 \text{ KN/m}^2$$

➤ (ELU)

$$Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 3,3328) + (1,5 \times 3,25) = 9,374 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 9,374 \text{ KN/m}$$

V.6.5. Vérification de la flèche:

La vérification se fait à ELS:

On vérifie la condition suivante: $f \leq f_{adm}$ avec $f = \frac{L}{300} = \frac{3200}{300} = 10,66 \text{ mm} = 10,66 \times 10^{-3} \text{ m}$

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

Solive sur deux appuis.

$$f = \frac{5 \times 6,5828 \times 10^{-3} \times 3200^4}{384 \times 210 \times 1943,2 \times 10^4} = 2,203 \text{ mm} = 2,203 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 2,203 \times 10^{-3} \text{ m} \leq f_{adm} = 10,66 \times 10^{-3} \text{ m}$$

→ Donc la flèche est vérifiée.

Détermination de la classe de solive :

Âme classe 01 Si : $\frac{d}{t_w} < 72 \cdot \varepsilon$ (EC03 Page 139).

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23,5}{27,5}} = 0,92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5} = 31,8$$

$$72 \cdot \varepsilon = 72 \times 0,92 = 66,24$$

$\frac{d}{t_w} = 31,8 < 72 \cdot \varepsilon = 66,24$ Âme classe 01.

➤ Semelle :

Semelle classe 01 Si : $\frac{c}{t_f} < 10 \cdot \varepsilon$ (EC03 Page 139).

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{100}{2 \times 8,3} = 6,024$$

$$10 \cdot \varepsilon = 10 \times 0,92 = 9,2$$

$\frac{c}{t_f} = 6,024 < 10 \cdot \varepsilon = 9,2$ Semelle classe 01

→ Donc la solive est de classe 01.

V.6.7 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$\text{➤ } V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{9,374 \times 3,2}{2} = 1,216 \text{ KN} \quad V_{sd} = 14,99 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } V_{Pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}} \quad \text{Avec: } A_v = A - 2 \cdot b \times t_f + (t_w + 2 \cdot r) \times t_f \quad \text{et } \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$A_v = 2850 - 2 \times 100 \times 8,3 + (5 + 2 \times 12) \times 8,3 = 1032,3 \text{ mm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{1032,3 \times 0,275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 392,81 \text{ KN} \quad V_{Pl,Rd} = 392,81 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 14,99 \text{ KN} \leq V_{Pl,Rd} = 392,81 \text{ KN}$$

→ Donc l'effort tranchant est vérifiée.

V.6.8. Vérification du moment fléchissant (résistance):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$M_{sd} \leq M_{c RD} \quad (\text{EC03 Page158}).$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{sd} &= \frac{Q_{uz} \times L^2}{8} = \frac{9,374 \times 3,2^2}{8} = 11,99 \text{ KN} \cdot \text{m} & M_{sd} &= 11,99 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{➤ } M_{c RD} &= \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{194,3 \times 10^3 \times 0,275 \times 10^{-3}}{1,1} = 48,58 \text{ KN} \cdot \text{m} & M_{c RD} &= 48,58 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{sd} = 11,99 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq M_{c RD} = 48,58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

→ Donc le moment fléchissant est vérifié.

Donc on prend une solive IPE200.

V.7 Dimensionnement de la poutre palière:

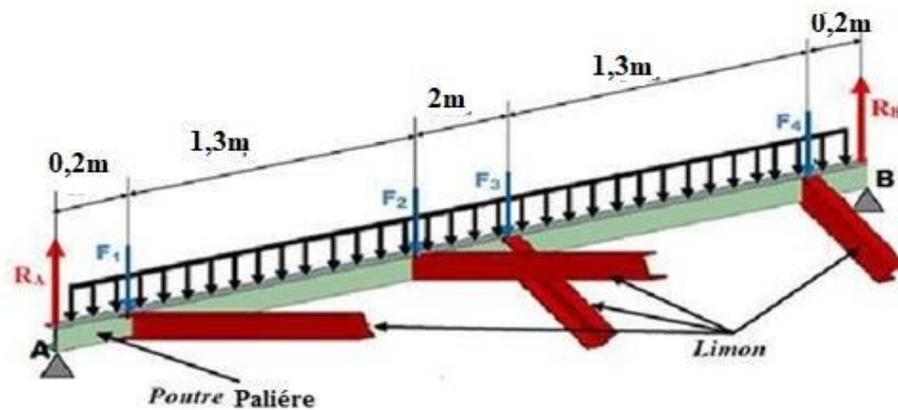


Figure V. 7: Distribution des charges sur la poutre palière.

➤ La longueur de la poutre: $L = 3,2 \text{ m}$.

On considère que les quatre limons ont la même charge et même longueur, et on va estimer que la poutre palière est un : **UPN 180**

Les caractéristiques sont:

Tableau V.4: Caractéristiques et dimensions d'UPN180.

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	r(mm)	d(mm)	A(cm ²)	P(daN/m)
180	70	8	11	11	133	27.9	21.9
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
1350	150	7	179	114	22.4	2.02	42.9

V.7.1. Evaluation des charges:

V.7.2. Charges permanentes :

a) Les charges réparties:

- Tôle (HI-BOND55) **G₁ = 0,156 KN/m²**
- Dalle en béton (7cm) **G₂ = 1,75 KN/m²**
- Treillis soudé +accessoire **G₃ = 0,33 KN/m²**
- Revêtement (4cm) **G₄ = 0,44 KN/m²**
- Poids propre de la poutre (UPN180) **G₅ = 0,219 KN/m**

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times \frac{d}{2} + G_5 = (0,156 + 1,75 + 0,33 + 0,44) \times 0,65 + 0,219 = 1,9584 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{G = 1,9584 \text{ KN/m}}$$

b) Les charges ponctuelles:

Les quatre (04) limons sont assemblés avec la poutre **UPN180** dans quatre (04) points distincts. Cette poutre supporte dans chaque point d'assemblage une charge ponctuelle (**F**) égale à ¼ du poids propre de volée.

c) Poids propre d'une volée:

$$Q = (0,219 \times 3,2 \times 2) + (0,025 \times 1,3 \times 10 \times 0,07) + ([0,45 + 0,4 + 0,44] \times (1,3 \times 0,3 \times 10)) = 5,67 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Q = 6,455 \text{ KN}}$$

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 = F = \frac{Q}{4} = \frac{6,455}{4} = 1,614 \text{ KN}$$

$$\mathbf{F = 3,228 \text{ KN}}$$

V.7.3. Charges d'exploitation :**a) Les charges réparties:**

$$N = 2,50 \times 0,65 = 1,63 \text{ KN/m}$$

$$N = 1,625 \text{ KN/m}$$

b) Les charges ponctuelles :

$$M = \frac{2,5 \times 0,65 \times 3,2}{4} = 1,3 \text{ KN}$$

$$M = 1,3 \text{ KN}$$

V.7.4. Combinaisons des charges:**➤ ELS :****a) Charges réparties:**

$$q = G + N = 1,9584 + 1,625 = 3,5834 \text{ KN/m}$$

$$q = 3,5834 \text{ KN/m}$$

b) Charges ponctuelles:

$$q' = F + M = 3,228 + 1,3 = 4,528 \text{ KN}$$

$$q' = 4,528 \text{ KN}$$

➤ ELU:**c) Charges réparties:**

$$K = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 1,9584) + (1,5 \times 1,625) = 5,0813 \text{ KN/m}$$

$$K = 5,0813 \text{ KN/m}$$

d) Charges ponctuelles:

$$K' = 1,35F + 1,5M = (1,35 \times 3,228) + (1,5 \times 1,3) = 3,95 \text{ KN}$$

$$K' = 6,3078 \text{ KN}$$

V.7.5. Vérification de la flèche:

Flèche = La flèche due aux charges réparties + La flèche due aux charges ponctuelles

a) La flèche due aux charges réparties :

Dans notre cas on a une poutre (articulée - articulée) et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$y = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 3,5834 \times 10^{-3} \times 3200^4}{384 \times 210 \times 1350 \times 10^4} = 1,726 \text{ mm}$$

$$y = 1,726 \text{ mm}$$

a) La flèche due aux charges réparties :

On a quatre charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre **UPN 180**, pour calculer la flèche on utilise le théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches dues à chacune de ces charges. La flèche au milieu de la poutre est égale à:

$$F = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4$$

$$f_i = \frac{q' \times a_i^3}{48 \times E \times I_y} = (3 \times L^2 - 4 \times a_i^2)$$

$$a_1 = a_4 \text{ et } a_2 = a_3$$

$$f_1 = f_4 = \frac{q' \times a_1^3}{48 \times E \times I_y} (3 \times L^2 - 4 \times a_1^2) = \frac{453 \times 300}{48 \times 21000 \times 1350 \times 10^4} \times (3 \times 3200^2 - 4 \times 300^2) = 0,303 \text{ mm}$$

$$f_1 = f_4 = 0,303 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_2 = f_3 = \frac{q' \times a_2^3}{48 \times E \times I_y} (3 \times L^2 - 4 \times a_2^2) = \frac{453 \times 1500}{48 \times 21000 \times 1350 \times 10^4} \times (3 \times 3200^2 - 4 \times 1500^2) = 1,085 \text{ mm}$$

$$f_2 = f_3 = 1,085 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$F = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 = (0,303 + 1,085 + 0,303 + 1,085) \times 10^{-3} = 2,776 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$F = 2,776 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Donc la flèche égale:

$$f = y + F = (1,726 + 2,776) \times 10^{-3} = 4,502 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 4,502 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{3200}{300} = 10,66 \text{ mm} = 10,66 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{adm} = 10,66 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_z = 4,502 \times 10^{-3} \text{ m} \leq f_{adm} = 10,66 \times 10^{-3} \text{ m}$$

→ **Donc la flèche est vérifiée.**

V.7.6. Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

(EC03 Page 158).

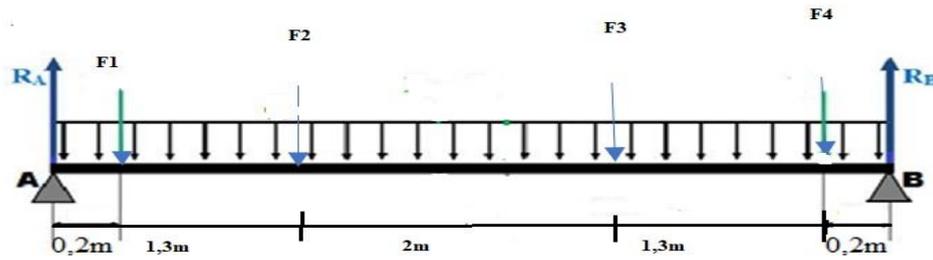


Figure V.8: Distribution des charges sur la poutre palière.

a) Calcul les réactions RA et RB :

$$\rightarrow \Sigma F_{ext} = 0$$

$$\rightarrow \Sigma M_{/A} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{K \times L \times 4 \times K^F}{2} = \frac{(5,0813 \times 3,2) + (4 \times 6,3078)}{2} = 20,746 \text{ KN} \quad R_A = R_B = 20,746$$

KN

b) Calcul moment max Mmax :

Le moment fléchissant max Mmax se trouve à $\frac{L}{2}$

$$M_{max} = \frac{R_A \times L}{2} - \frac{K \times L^2}{8} - K' \times (L - a_1) - K' \times (L - a_2) = \frac{R_A \times L}{2} - \frac{K \times L^2}{8} - K' \times (L - a_1 - a_2)$$

$$M_{max} = \frac{20,75 \times 3,3}{2} - \frac{5,0813 \times 3,2^2}{8} - 6,3078 \times (3,2 - 0,3 - 1,5) = 18,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 18,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{cRd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{150 \times 10^3 \times 0,275 \times 10^{-3}}{1,1} = 37,5 \text{ KN.m} \quad M_{cRd} = 37,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{cRd} = 37,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 18,90 \text{ KN.m} \leq M_{cRd} = 37,5 \text{ KN.m}$$

→ Donc moment fléchissant est vérifiée alors on prend une poutre UPN 180.

V.8 Conclusion :

Dans ce chapitre on fait une étude avec laquelle on a attient a déterminer les profile et les déférents paramètres pour la conception de l'escalier.

On admet les profilés comme suit :

- Les cornières de support **CAE 40×5.**
- Limon **UPN 180.**
- Palier de repos solive **IPE200.**
- Poutre palière **UPN 180.**

Chapitre VI : Etude sismique

Chapitre VI : Etude sismique

VI.1. Introduction :

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante celle-ci est dangereuse pour la vie humaine à travers ses effets destructeurs sur les ouvrages. Cette activité séismique résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre, qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille et un rebond élastique.

A cet effet, une bonne conception de l'ouvrage et des méthodes de calcul des efforts sismiques sont exigées par le RPA 99 version 2003 afin d'assurer une protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

VI.2. Différents Méthodes :

Le RPA 99 propose trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modèle spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.3. Choix de la méthode dans notre cas :

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, nommée méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions.

VI.3.1. Condition d'applications : (Voir article n°4.2 Page 38 de RPA 99 / version 2003).

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régulation en plan et en élévation, il est situé Dans la zone sismique II : (TIZI OUZOU) et il a une hauteur de 17,21 m inférieur 36 m.

Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente

VI.3.2. Principe de la méthode statique équivalente :

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action Sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

VI.3.3. Calcul de l'effort tranchant V à la base :

L'effort sismique totale applique à la base due structure est donné par la formule suivant :

(Voir RPA 4.1.3 Page 39)

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- **V** : effort tranchant total agissant à la base de la structure dans les deux directions horizontales est orthogonales (longitudinale V_x , transversale V_y).
- **A** : Coefficient d'accélération des zones.
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.
- **Q** : facteur de qualité.
- **W** : poids actif de la structure.
- **R** : coefficient de comportement global de la structure.

a) Détermination du coefficient d'accélération de zone A :

(Voir RPA 99 / version 2003 tab 4.1 Page 40).

Les deux hangars sont classés dans le groupe 2 et ils sont situés en zone Sismique II. Donc **A = 0,15**

b) Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante :

(Voir RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 40).

$$D = \begin{cases} 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T}{T_2}\right)^{2/3} & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T}{T_2}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \rightarrow T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site.

(Voir RPA 99 /version 2003 tab 4.7 Page 48).

Site : **S3** : site meuble (voir RPA 99 /version ξ 2003 tab 3.2 Page 28).

D'où : **T₂ = 0.50s**

$$\xi = 5\% \begin{cases} \text{Remplissages dense} \\ \text{Portique en acier} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

(Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.3 Page40).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Puisque : $\xi = 5\%$ Donc : $\eta = 1$.

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale de la structure est donnée par les formules empiriques suivante :

- **Dans le transversal :**

Le système de contreventement dans le sens transversal et de type portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie $C_t = 0.05$

$$\text{Avec : } T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_t \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0,09 \cdot \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

- **h** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau

Dans notre cas $h_n = 15,46 \text{ m}$

- C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6 Page 45).

D = 36m : est la dimension du hangar mesurée à sa base dans la direction de calcul

Considérée.

Donc :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \times 15,46^{3/4} = 0,39 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{15,46}{\sqrt{36}} = 0,23 \text{ s} \end{array} \right.$$

Donc : $T_x = 0,23 \text{ s}$

c) Détermination du facteur de qualité **Q** :

$$Q = 1 + \sum_i P_i q_i \text{ (Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.4 Page 44).}$$

Tableau VI. 1: Facteur de qualité

Critère	p_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0,05
3. Régularité en plan	0,05
4. Régularité en élévation	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10

$$Q_x = Q_y = 1,35$$

d) Détermination de R :

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite

$$\mathbf{R = 4 \text{ (Ossature poteaux – poutres auto-stable)}}$$

e) Calcul du poids actif soumis au séisme W :

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule (4.5) :

$$\mathbf{W = \sum_{i=0}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes.
- W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération tableau 4.5

Donc : $\beta = 0.4$ (Hangar) (Voir RPA p 45)

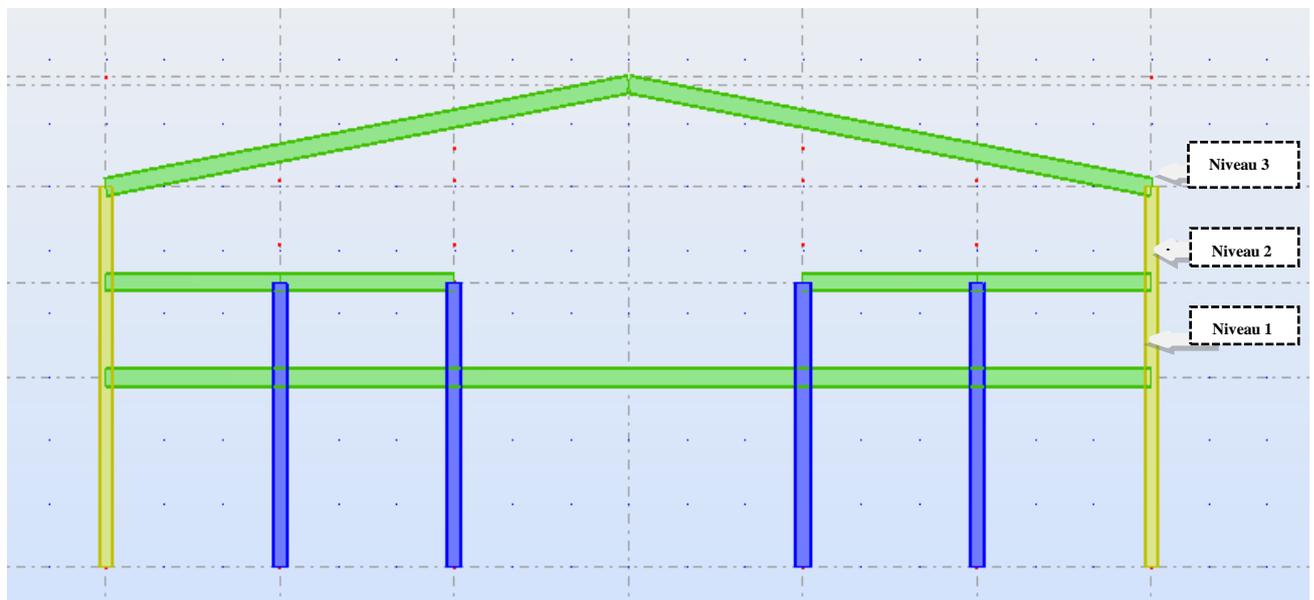


Figure VI. 1: Répartition par niveau

➤ Pour 1^{er} niveau :Tableau VI. 2: Les charges permanentes pour 1^{er} niveau

Elément	Section	Masse (KN/m)	Masse/Elément	Hauteur (m)	Nombre	Poids Total (KN)
Poteaux centraux	HEA550	1,662	9,972	6	44	438,768
Poteaux de rive	HEA500	1,551	9,306	6	22	204,732
Poutre	IPE600	1,224	7,344	6	55	403,92
Sablère	IPE330	0,491	2,946	6	60	176,76
Plancher	IPE270	0,361	2,166	6	250	541,5
Lisse	UPN140	0,164	0,492	3	84	41,328
Bardage	L L40	0,132	/	/	/	41,976
Stabilité	UUPN160	0,48	1,35	3	4	5,4
Total	/	/	/	/	/	1895,712

➤ Pour 2^{ème} niveau :Tableau VI. 3: Les charges permanentes pour 2^{ème} niveau

Elément	Section	Masse (KN/m)	Masse/Elément	Hauteur (m)	Nombre	Poids Total (KN)
Poteaux centraux	HEA550	1,662	4,986	3	44	219,384
Poteaux de rive	HEA500	1,551	4,653	3	22	102,366
Poutre	IPE600	1,224	3,672	3	55	201,96
Sablère	IPE330	0,491	1,473	3	60	88,38
Plancher	IPE270	0,361	1,083	3	160	173,28
Lisse	UPN140	0,164	0,492	3	56	27,552
Bardage	LL40	0,132	/	/	/	13,464

Stabilité	UUPN160	0,48	1,35	3	4	5,4
Total	/	/	/	/	/	831,786

Pour 3^{ème} niveau :

Tableau VI. 4: Les charges permanentes pour 3^{ème} niveau

Elément	Section	Masse (KN/m)	Masse/Elément	Hauteur (m)	Nombre	Poids Total
Poteaux de rive	HEA500	1,551	4,653	3	22	102,366
Potelet	IPE400	0,663	2,705 3,421	4,08 5,16	4 4	12,252
Lisse	UPN140	0,164	0,984 1,968	6 12	60 8	37,392
Contreventement	CAE80×10	0,151	1,351 1,444 1,514 1,606	12,46 13,31 13,95 14,80	4 4 4 4	23,660
Couverture	Panneau Sandwich +accessoire	0,17	/	/	/	373,101
Panne	IPE180	0,188	1,128	6	320	360,96
Bardage	LL40	0,132	/	/	/	23,76
Stabilité	UUPN160	0,48	1,35	3	4	5,4
Traverse	IPE600	1,224	22,387	18,29	22	492,514
Acrotère verticale	IPE200	0,224	0,775	3,46	22	17,050
Acrotère horizontale	UPN180	0,225	2,700	12	26	70,200
Total	/	/	/	/	/	1518,655

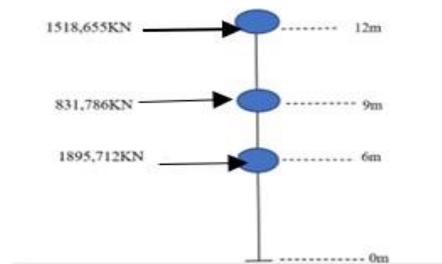


Figure VI. 2: Répartition des masses par niveau

➤ **Charge d'exploitation :**

- Pour 1^{er} niveau : **6KN.**
- Pour 2^{er} niveau : **6KN.**
- Pour 3^{er} niveau : **0 KN.**

Tableau VI. 5: Poids total de la structure

Niveau	W_{Gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	$0,4. W_{Qi}$ (KN)	W_i (KN)
1 ^{er} niveau	1895,712	6	2,4	1898,112
2 ^{er} niveau	831,786	6	2,4	834,186
3 ^{er} niveau	1518,655	0	0	1518,655
Total	/	/	/	4250,953

Résumé des résultats obtenus par la méthode équivalente.

➤ **Sens transversal :**

$$V = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,35}{4} \times 4250,953 = \mathbf{538,011KN}$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$V = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,35}{4} \times 4250,953 = \mathbf{538,011KN}$$

D'où l'effort sismique globale agissant à la base

$$V = \mathbf{538,011KN}$$

VI.3.4. Distribution de la force sismique sur les niveaux :

La résultante des efforts sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la Structure.

Selon les formules suivantes (voir la formule (4-10), (p46)).

$$\mathbf{V} = \mathbf{F}_t + \sum \mathbf{f}$$

\mathbf{F}_t : Force concentrée au sommet de la structure.

$\mathbf{F}_t = \mathbf{0}$: Puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure 0,7s

T_x Et $T_y < 0.7s$ donc $\mathbf{F}_t = \mathbf{0}$

$$\mathbf{F}_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{i=0}^n W_i \cdot h_i} \quad (\text{RPA formule 4.11 p 47})$$

$$\mathbf{F}_1 = \frac{V \cdot W_1 \cdot h_1}{(W_1 \cdot h_1) + (W_2 \cdot h_2)}$$

$$\mathbf{F}_2 = \frac{V \cdot W_2 \cdot h_2}{(W_1 \cdot h_1) + (W_2 \cdot h_2)}$$

Les résultants de la distribution de la force sismique globale V sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6: Les résultants de la distribution de la force sismique globale V

Niveaux	Wi (KN)	hi (M)	Wi . hi (KN.M)	F (KN) transversal	F (KN) longitudinal
1 ^{er}	1898,112	6	11388,672	165,065	165,065
2 ^{er}	834,186	9	7507,674	108,814	108,814
3 ^{er}	1518,655	12	18223,86	264,132	264,132

VI.4. Répartition des efforts entre les portiques :

Cette répartition dépend essentiellement de la rigidité et de l'excentricité.

Notre bâtiment possède une symétrie en plan et en régularité en inertie on peut déduire (sans faire de calcul) le centre de masse et le centre de torsion.

a) Centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse $\mathbf{C}_g (X_g, Y_g)$ sont donnés par la formule suivante :

$$X_g = \frac{\sum m_i X_i}{\sum m_i} \quad \text{et} \quad Y_g = \frac{\sum m_i Y_i}{\sum m_i}$$

Pour notre structure on a : $\begin{cases} X_g = 18,511 \text{ m} \\ Y_g = 30,797 \text{ m} \end{cases}$

b) Centre de Torsion :

Les coordonnées du centre de torsion $\mathbf{C}_t (X_t, Y_t)$ sont données par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} \cdot X_i}{\sum I_{xi}} \quad \text{et} \quad Y_t = \frac{\sum I_{yi} \cdot Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Pour notre structure on a : $\begin{cases} X_t = 18 \text{ m} \\ Y_t = 30 \text{ m} \end{cases}$

c) Excentricité :

➤ Excentricité Réel :

- $e_x = X_g - X_t = 18,511 - 18 = 0,511$ $e_x = 0,511\text{m}$
- $e_y = Y_g - Y_t = 30,797 - 30 = 0,797$ $e_y = 0,797\text{m}$

Excentricité théorique :

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension.

$$e = e_x = e_y = \text{MAX} \left(\begin{array}{l} \text{MAX}\{e_x=0,511 \\ e_y=0,797\} \\ 5\%(36)=1,8 \\ 5\%(60)=3,0 \end{array} \right) \quad \text{Donc : } \begin{cases} e_x = 1,8 \\ e_y = 3,0 \end{cases}$$

- La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions OX et OY, se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stable respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant :

- L'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se fait à l'aide de la formule suivante :

$$F_i^k = F_k \times \left[\frac{I_i}{\sum I_i} + \frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right]$$

- F_i^k : La force sismique qui revient à la file i du niveau k
- $F_k \frac{I_i}{\sum I_i}$: Contribution due à la translation.
- d_i : La distance entre la file i et le centre de torsion suivant la direction XX ou YY.

➤ Sense transversal:

$$F_t = 165,065\text{KN}; F_t = 108,814\text{KN}; F_t = 264,132\text{KN}$$

$$e_x = 1,8 \text{ m}; I_y = (\text{HEA500})$$

Tableau VI. 7: Distribution des efforts sismiques sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversal

	F_{it}	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	ex	$I_{y_i} \cdot d_i$		$\sum I_{y_i} \cdot d_i^2$	F_i^k (KN)	
N1	165,065	$\frac{I}{22I} = 0,05$	1,8	1	I × 30	3888I	1	10,54
				2	I × 24		2	10,09
				3	I × 18		3	9,63
				4	I × 12		4	9,17
				5	I × 6		5	8,71
				6	I × 0		6	8,25
				7	I × 6		7	8,71
				8	I × 12		8	9,17
				9	I × 18		9	9,63
				10	I × 24		10	10,09
				11	I × 30		11	10,54
N2	108,814	$\frac{I}{22I} = 0,05$	1,8	1	I × 30	3888I	1	6,95
				2	I × 24		2	6,65
				3	I × 18		3	6,35
				4	I × 12		4	6,05
				5	I × 6		5	5,74
				6	I × 0		6	5,44
				7	I × 6		7	5,74
				8	I × 12		8	6,05
				9	I × 18		9	6,35
				10	I × 24		10	6,65
				11	I × 30		11	6,95
N3	264,132	$\frac{I}{22I} = 0,05$	1,8	1	I × 30	3888I	1	16,88
				2	I × 24		2	16,14
				3	I × 18		3	15,41
				4	I × 12		4	14,66
				5	I × 6		5	13,94
				6	I × 0		6	13,21
				7	I × 6		7	13,94
				8	I × 12		8	14,66
				9	I × 18		9	15,41
				10	I × 24		10	16,14
				11	I × 30		11	16,88

➤ Sens longitudinal :

$F_t = 165,065 \text{ KN}$; $F_t = 108,814 \text{ KN}$; $F_t = 264,132 \text{ KN}$

$e_y = 3,0 \text{ m}$; $I_z = (\text{HEA500})$

Tableau VI. 8: Distribution des efforts sismiques sur chaque file niveau 1 Sens longitudinal

	F_{it}	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	ey	$I_y \cdot d_i$		$\sum I_y \cdot d_i^2$	F_i^k (KN)	
N1	165,065	$\frac{11I}{22I} = 0,5$	3,0	1 2	$11I \times 18$ $11I \times 18$	7128I	1 2	96,29 96,29
N2	108,814	$\frac{11I}{22I} = 0,5$	3,0	1 2	$11I \times 18$ $11I \times 18$	7128I	1 2	63,47 63,47
N3	264,132	$\frac{11I}{22I} = 0,5$	3,0	1 2	$11I \times 18$ $11I \times 18$	7128I	1 2	154,08 154,08

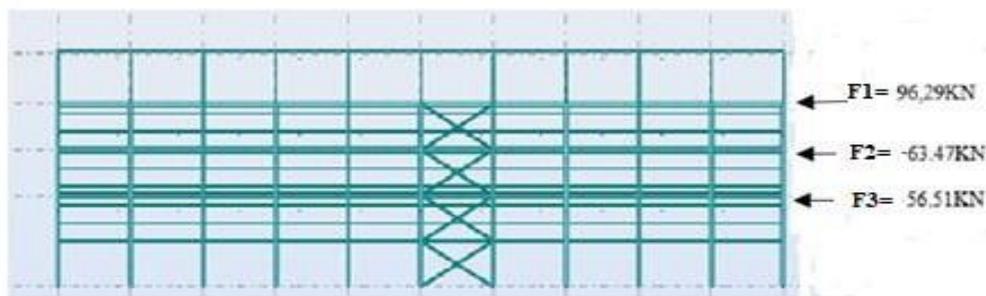


Figure VI. 3: Distribution de la force sismique sur les files de Sens longitudinale

VII.5. Calcul de l'effort tranchant V à la base :

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule empirique Suivante :

- Dans le sens transversal :

Le système de contreventement dans le sens transversal et de type portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie $C_t = 0.05$

$$\text{Avec : } T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_t \cdot (hn)^{3/4} \\ 0,09 \cdot \frac{hn}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

- h : hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau

Dans notre cas $h_n = 17,21 \text{ m}$

- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6 Page 45).

$D = 36 \text{ m}$: est la dimension du hangar mesurée à sa base dans la direction de calcul

Considérée.

Donc :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \times 17,21^{3/4} = 0,42 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{17,21}{\sqrt{36}} = 0,26 \text{ s} \end{array} \right.$$

Donc : $T_x = 0,26 \text{ s}$.

On est dans le cas où $0 \leq T \leq T_2$ et d'après la formule (4.2) de RPA / V 2003 on aura :

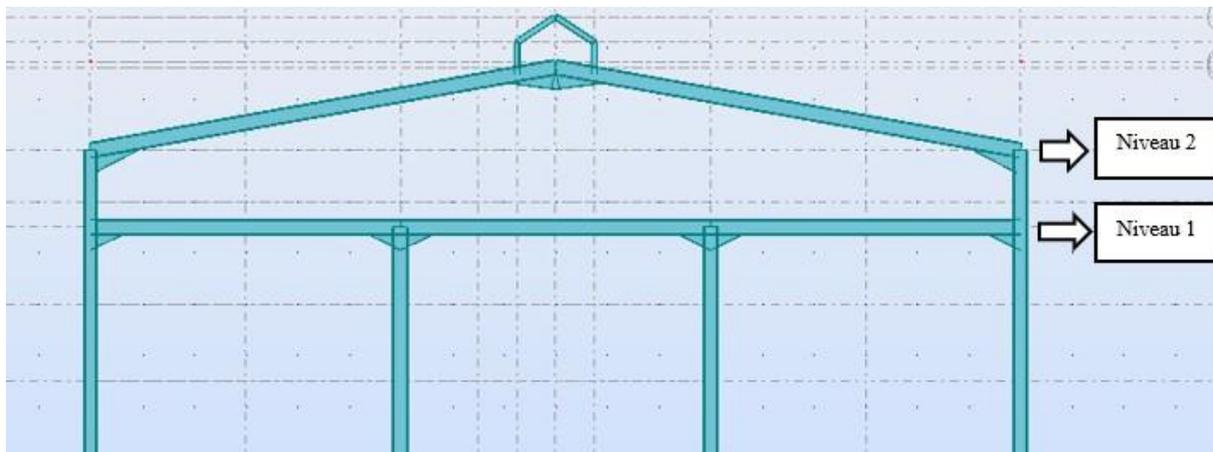


Figure VI.4: Répartition par niveau

➤ Pour 1er niveau :

Tableau VI. 9: Les charges permanentes pour 1^{er} étage

Élément	Section	Masse (KN/m)	Masse/Élément	Hauteur (m)	Nombre	Poids total (KN)
Poteaux centraux	HEA600	1,178	10,602	9	16	169,632
Poteaux de Rive	HEA550	1,662	14,958	9	16	239,328
Potelet	IPE400	0,663	5,967	9	4	23,868
Lisse	UPN140	0,164	1,476	9	110	162,36
Poutre de monorail	HEB220	0,715	6,435	9	3	19,305

Monorail	5T	/	/	/	/	154
Bardage	LL40	0,132	/	/	/	36,432
Stabilité	UUPN180	0,45	4,05	9	8	32,40
Total	/	/	/	/	/	837,325

➤ Pour 2eme niveau :

Tableau VI. 10: Les charges permanentes pour 2^{er} étage

Elément	Section	Masse (KN/m)	Masse/Elément	Hauteur (m)	Nombre	Poids total (KN)
Poteaux centraux	HEA600	1,178	3,534	3	16	56,544
Poteaux de rive	HEA550	1,662	4,986	3	16	79,776
Potelet	IPE400	0,663	2,705 3,421 4,137	4,08 5,16 6,24	4 4 2	32,778
Lisse	UPN140	0,164	0,984 1,968	6 12	4 8	19,68
Contreventement	2CAE60×6	0,1085	1,375 1,409 1,479 1,548 1,606	12,67 12,99 13,63 14,27 14,80	4 4 4 4 4	29,668
Couverture	Panneaux Sandwich +accessoire	0,17	/	/	/	130,560
Panne	IPE180	0,188	1,128	6	200	225,6
Bardage	LL40	0,132	/	/	/	18,018
Sablère	IPE330	0,491	2,946	6	42	123,732
Stabilité	UUPN180	0,45	4,725	10,50	4	18,900
Traverse	IPE600	1,224	22,386	18,29	4	89,544
Solive	IPE270	0,361	2,166	6	184	398,544

Acrotère verticale	HEA160	0,304	3,648	12	16	58,368
Acrotère horizontale	UPN160	0,193	0,667	3,46	4	2,668
Lanterneau	IPE240	0,307	1,599	5,21	39	62,361
Total	/	/	/	/	/	1346,741

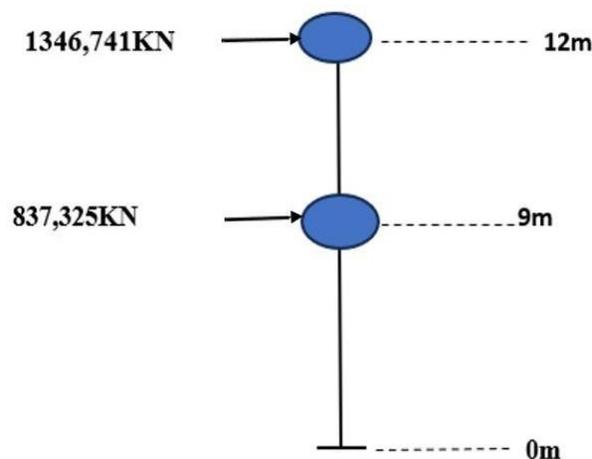


Figure VI.5: Répartition des masses par niveau

➤ Charge d'exploitation :

- Pour 1^{er} niveau : 6 KN.
- Pour 2^{er} niveau : 0KN.

Tableau VI.11: Poids total de la structure

Niveau	W_{Gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	$0,4 \cdot W_{Qi}$ (KN)	W_i (KN)
1 ^{er}	837,325	6	2,4	839,725
2 ^{er}	1346,741	0	0	1346,741
Total	/	/	/	2186,466

Résumé des résultats obtenus par la méthode équivalente.

- Sens transversal :

$$V = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,35}{4} \times 2186,466 = 276,725 \text{KN}$$

- **Sens longitudinal :**

$$V = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,35}{4} \times 2186,466 = 276,725 \text{KN}$$

D'où l'effort sismique globale agissant à la base

$$V = 276,725 \text{KN}$$

VI.7.4. Distributions de la force sismique sur les niveaux :

La résultante des efforts sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la Structure.

Selon les formules suivantes

(voir la formule (4-10) (p46)).

$$V = F_t + \sum f$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

$F_t = 0$: Puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure **0,7s**

$$T_x \text{ Et } T_y < 0.7s \text{ donc : } F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{i=0}^n W_i \cdot h_i} \quad (\text{RPA formule 4.11 p 47})$$

$$F_1 = \frac{V \cdot W_1 \cdot h_1}{(W_1 \cdot h_1) + (W_2 \cdot h_2)}$$

$$F_2 = \frac{V \cdot W_2 \cdot h_2}{(W_1 \cdot h_1) + (W_2 \cdot h_2)}$$

Les résultants de la distribution de la force sismique globale **V** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12: Les valeurs du la force sismique

Niveaux	Wi (KN)	hi (M)	Wi . hi (KN.M)	F (KN) transversal	F (KN) longitudinal
1 ^{er}	839,725	9	7557,525	88,17	88,17
2 ^{er}	1346,741	12	16160,892	188,55	188,55

VI.8.1. Répartition des efforts entre les portiques :

Cette répartition dépend essentiellement de la rigidité et de l'excentricité.

Notre bâtiment possède une symétrie en plan et en régularité en inertie on peut déduire (sans faire de calcul) le centre de masse et le centre de torsion.

a) Centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse **Cg (X_g, Y_g)** sont donnés par la formule suivante :

$$X_g = \frac{\sum miXi}{\sum mi} \quad \text{et} \quad Y_g = \frac{\sum miYi}{\sum mi}$$

Pour notre structure on a :

$$\begin{cases} X_g = 18,511 \text{ m} \\ Y_g = 21,584 \text{ m} \end{cases}$$

b) Centre de Torsion :

Les coordonnées du centre de torsion $C_t(X_t, Y_t)$ sont données par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum Ixi.Xi}{\sum Ixi} \quad \text{et} \quad Y_t = \frac{\sum Iyi.Yi}{\sum Iyi}$$

Pour notre structure on a :

$$\begin{cases} X_t = 18 \text{ m} \\ Y_t = 21 \text{ m} \end{cases}$$

c) Excentricité :

➤ Excentricité Réel :

- $e_x = X_g - X_t = 18,511 - 18 = 0,511$ **ex = 0,511m**

- $e_y = Y_g - Y_t = 21,584 - 21 = 0,584$ **ey = 0,584m**

Excentricité théorique :

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension.

$$e = e_x = e_y = \text{MAX} \left(\begin{matrix} \text{MAX}\{e_x=0,511 \\ e_y=0,584\} \\ 5\%(36)=1,8 \\ 5\%(42)=2,1 \end{matrix} \right) \quad \text{Donc : } \begin{cases} e_x = 1,8 \\ e_y = 2,1 \end{cases}$$

- La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions OX et OY, se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stable respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant :

- L'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se fait à l'aide de la formule suivante :

- F_i^k : La force sismique qui revient à la file i du niveau k
- $Fk \frac{I_i}{\sum Ii}$: Contribution due à la translation.
- di : La distance entre la file i et le centre de torsion suivant la direction XX ou YY.
- **Sense transversal:**

$$F_t = 88,17 \text{ KN}; F_t = 188,55 \text{ KN}.$$

$e_x = 1,8 \text{ m}$; $I_y = (\text{HEA550})$

Tableau VI.13: Distribution des efforts sismique sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens transversal

	F_{it}	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	e_x	$I_y \cdot d_i$		$\sum I_y \cdot d_i^2$	$F_i^k \text{ (KN)}$	
N1	88,17	$\frac{I}{16I} = 0,06$	1,8	1	I × 24	2160I	1	7,053
				2	I × 18		2	6,612
				3	I × 12		3	6,172
				4	I × 6		4	5,731
				5	I × 0		5	5,290
				6	I × 6		6	5,731
				7	I × 12		7	6,172
				8	I × 18		8	6,612
				9	I × 24		9	7,053
N2	188,55	$\frac{I}{22I} = 0,06$	1,8	1	I × 24	2160I	1	15,084
				2	I × 18		2	14,141
				3	I × 12		3	13,199
				4	I × 6		4	12,256
				5	I × 0		5	11,313
				6	I × 6		6	12,256
				7	I × 12		7	13,199
				8	I × 18		8	14,141
				9	I × 24		9	15,084

➤ **Sens longitudinal:**

$F_t = 88,17 \text{ KN}$; $F_t = 188,55 \text{ KN}$

$e_y = 2,1$; $I_y = (\text{HEA550})$

Tableau VI.14: Distribution des efforts sismiques sur chaque file niveau 1 niveau 2 Sens longitudinal

	F_{it}	$\frac{I_i}{\sum I_i}$	e_y	$I_{yi} \cdot d_i$		$\sum I_{yi} \cdot d_i^2$	$F_i^k \text{ (KN)}$	
1 ^{er} étage	88,17	$\frac{8I}{16I} = 0,5$	2,1	1	8I × 18	5184I	1	49,228
				2	8I × 18		2	49,228
2 ^{er} étage	188,55	$\frac{8I}{16I} = 0,5$	2,1	1	8I × 18	5184I	1	105,274
				2	8I × 18		2	105,274

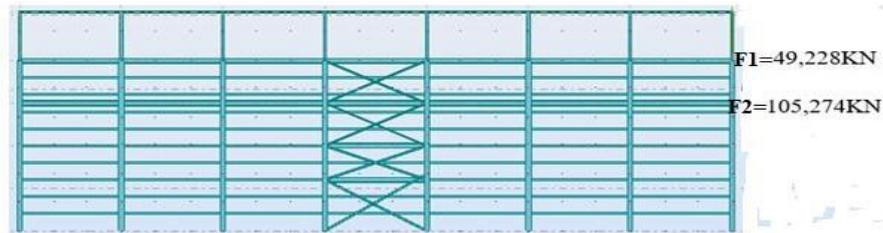


Figure VI. 6: Distribution de la force sismique sur les files de Sens longitudinale

VII. 9. Conclusion :

Le long de ce chapitre, nous avons évalué les efforts sismiques qui influent sur notre hangar qui seront pris en considération lors des calculs de dimensionnement des portiques dans le chapitre suivant.

L'effort sismique dans les zones de forte sismicité, présente un risque potentiel pour la Stabilité des structures, dans notre cas l'effort de séisme joue un rôle très important lors du Dimensionnement des stabilités et des portiques.

Chapitre VII : **contreventements et** **stabilité**

Chapitre VII : Contreventements et stabilité

VII.1. Introduction :

Les stabilités et les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts horizontaux dus au vent, et de les transmettre aux fondations.

Elles sont disposées en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et dans le plan pignons « palées de stabilité ».

Les stabilités peuvent avoir différentes formes et elles peuvent être, en X, en K, en V. Pour notre hangar on a utilisé des palées de stabilité en X et des poutres au vent en X.

➤ Sens longitudinal

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des poutres au vent et palées de stabilité.

➤ Sens transversal

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des portiques auto-stables ordinaires.

VII.2. Contreventement de la toiture « poutre au vent » :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme le montre la figure ci-dessous.

Ils sont placés dans les travées de rive, leurs diagonales sont généralement formées des cornières qui sont fixées sur les traverses (ou fermes). Leur rôle est de reprendre les efforts du vent en pignon et de les transmettre aux palées de stabilité.

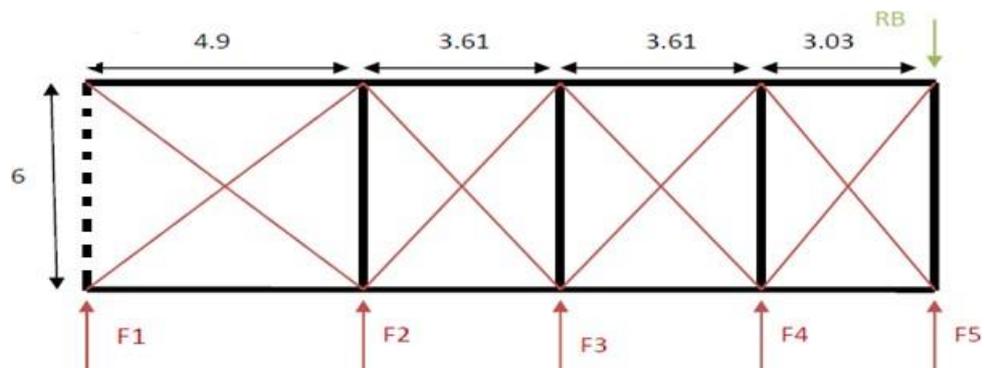


Figure VII 1: Schématisation des efforts sur Demi la poutre au vent.

VII.2.1. Évaluation des efforts horizontaux :

$$F_i = (V_e \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \quad \text{Avec :} \quad i = 1,2,3$$

V_e : Vent extrême suivant pignon

$$V_e = 1,218 \text{ kN/m}^2.$$

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

S_i : La surface sous le vent.

➤ Calcul de force de frottement :

$$\frac{d}{b} = \frac{60}{36} = 1,67$$

$$\frac{d}{h} = \frac{60}{15,24} = 3,98 \text{ f}$$

L'une des conditions est vérifiée donc on va considérer les forces de frottements

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

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

$$C_f = 0.04$$

➤ **Pour la toiture :**

$$S_{fr} = 60 \times 36 = 2160 \text{ m}^2$$

$$S_{fr} = 2160 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0,89 \times 0,04 \times 2160 = 76,896 \text{ KN}$$

$$F_{fr} = 76,896 \text{ KN}$$

➤ **Pour la paroi verticale :**

$$S_{fr} = 60 \times 15,24 \times 2 = 1828,8 \text{ m}^2$$

$$S_{fr} = 1828,8 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0,89 \times 0,04 \times 1828,8 = 71,689 \text{ KN}$$

$$F_{fr} = 71,689 \text{ KN}$$

Donc : $F_{fr} = 71,689 + 76,896 = 148,585 \text{ KN}$

➤ **Les forces au niveau de la toiture est donnée par**

$$F_{fr} = 148,585 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_e = 1,218 \text{ kN/m}^2.$$

➤ **Calcul des surfaces :**

$$S_i = t \times \frac{h_i}{2}$$

$$t_{i1} = 2,35 \text{ m} \rightarrow h_{i1} = 12,00 \text{ m}$$

$$t_{i2} = 4,70 \text{ m} \rightarrow h_{i2} = 12,89 \text{ m}$$

$$t_{i3} = 7,05 \text{ m} \rightarrow h_{i3} = 13,74 \text{ m}$$

$$t_{i4} = 9,40 \text{ m} \rightarrow h_{i4} = 14,37 \text{ m}$$

$$S_1 = 2,35 \times \frac{12}{2} = 14,1 \text{ m}^2.$$

$$S_1 = 14,1 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 4,70 \times \frac{12,89}{2} = 30,29 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 30,29 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 7,05 \times \frac{13,74}{2} = 48,43 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 48,43 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 9,4 \times \frac{14,37}{2} = 67,54 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 67,54 \text{ m}^2.$$

Les résultats de F_i sont les suivantes :

$$F_1 = (V \times S)_1 + \frac{F_{fr}}{n} = (1,218 \times 14,1) + \frac{148,585}{5} = 46,83 \text{ KN}$$

$$F_1 = 46,83 \text{ KN}$$

$$F_2 = (1,218 \times 30,29) + \frac{148,585}{5} = 66,61 \text{ KN}$$

$$F_2 = 66,61 \text{ KN}$$

$$F_3 = (1,218 \times 48,43) + \frac{148,585}{5} = 88,70 \text{ KN}$$

$$F_3 = 88,70 \text{ KN}$$

$$F_4 = (1,218 \times 67,54) + \frac{148,585}{5} = 111,98 \text{ KN}$$

$$F_4 = 111,98 \text{ KN}$$

➤ Calcul des réactions

$$\sum \vec{F}_{ext} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_4}{2} = 258,13 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 258,13 \text{ KN}$$

VII.2.2. Effort de traction dans les diagonales :

$$\text{Tan } \alpha = \frac{6}{4,72} \Rightarrow \alpha = 51,81^\circ$$

$$\text{Tan } \alpha = \frac{6}{4,72} \Rightarrow \alpha = 51,81^\circ$$

$$\text{Tan } \beta = \frac{6}{3,55} \Rightarrow \beta = 59,39^\circ$$

Nœud 1 :

$$Y \rightarrow -R_A - F_{1-2} = 0 \Rightarrow F_{1-2} = -258,13 \text{ KN}$$

$$X \rightarrow F_{1-3} = 0$$

Nœud 2 :

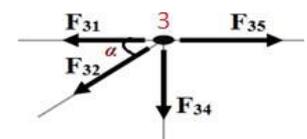
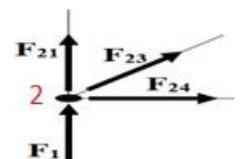
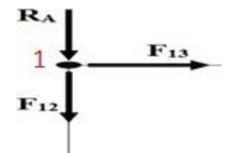
$$Y \rightarrow F_1 + F_{2-1} + F_{2-3} \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{2-3} = 328 \text{ KN}$$

$$X \rightarrow F_{2-4} + F_{2-3} \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{2-4} = 239,89 \text{ KN}$$

Nœud 3 :

$$Y \rightarrow -F_{3-4} - F_{3-2} \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{3-4} = 279,95 \text{ KN}$$

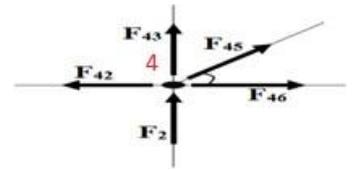
$$X \rightarrow F_{3-5} - F_{3-1} - F_{3-2} \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{3-5} = 239,89 \text{ KN}$$



Nœud 4 :

$$Y \rightarrow F_2 + F_{4-3} + F_{4-5} \sin\alpha = 0 \Rightarrow F_{4-5} = -298,25\text{KN}$$

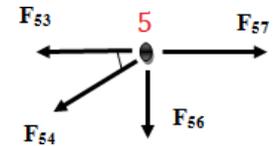
$$X \rightarrow F_{4-6} - F_{4-2} + F_{4-5} \cos\alpha \Rightarrow F_{4-6} = 52,40\text{KN}$$



Nœud 5 :

$$Y \rightarrow F_{5-6} + F_{5-4} \sin\beta = 0 \Rightarrow F_{5-6} = -260,99\text{KN}$$

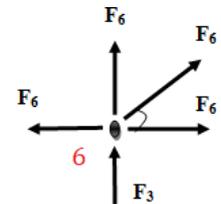
$$X \rightarrow F_{5-7} + F_{5-3} + F_{5-4} \cos\beta = 0 \Rightarrow F_{5-7} = 85,48\text{KN}$$



Nœud 6 :

$$Y \rightarrow F_3 + F_{6-5} + F_{6-7} \sin\beta = 0 \Rightarrow F_{6-7} = -269,34\text{KN}$$

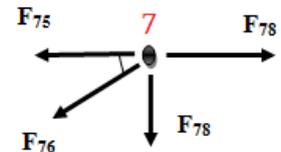
$$X \rightarrow F_{6-8} + F_{6-4} + F_{6-7} \cos\beta = 0 \Rightarrow F_{6-8} = 84,98\text{KN}$$



Nœud 7 :

$$Y \rightarrow F_{7-4} + F_{7-6} \sin\beta = 0 \Rightarrow F_{7-4} = -231,81\text{KN}$$

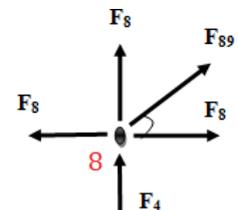
$$X \rightarrow F_{7-8} + F_{7-5} - F_{7-6} \cos\beta = 0 \Rightarrow F_{7-8} = -151,66\text{KN}$$



Nœud 8 :

$$Y \rightarrow F_4 + F_{8-7} + F_{8-9} \sin\beta = 0 \Rightarrow F_{8-9} = -199,33\text{KN}$$

$$X \rightarrow F_{8-10} - F_{8-6} + F_{8-9} \cos\beta = 0 \Rightarrow F_{8-10} = -66,34\text{KN}$$



L'effort externe dans les diagonales est de : $N_{sd} = 300,2\text{KN}$

VII.2.3. Dimensionnement des diagonales :

➤ Section des diagonales :

$$\text{On a : } A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{300,2 \times 1,1}{0,275 \times 10^6} = 12,01\text{cm}^2 ; N_{t,rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net})$$

Donc : on prend une cornière (L 80×80×10) de section $A=15,10\text{cm}^2$ avec des boulons ordinaire de $\phi = 16\text{ mm}$.

➤ Vérification des diagonales à la traction :

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,rd}$

$$N_{t,rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net})$$

$$\triangleright N_{pl,R} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\triangleright N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\triangleright N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\gamma_{M0} = 1.1$; $\gamma_{M2} = 1.25$; $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$; $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$; $A = 15,10 \text{ cm}^2$; $A_{net} = 13,98$

$$N_{pl} = \frac{12,01 \times 275}{1,1} = 300,25 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = 300,25 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0,9 \times 13,98 \times 430}{1,25} = 432,82 \text{ KN}$$

$$N_u = 432,82 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{13,98 \times 27,5}{1,1} = 349,5 \text{ KN}$$

$$N_{net} = 349,5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 300,2 \text{ KN} \leq N_{net} = 349,5 \text{ KN}$$

La Traction est vérifiée pour les diagonales

Donc la cornière (**L×60×60×6**) est vérifiée comme diagonale pour la poutre au vent.

VII.3 Étude des palées de stabilité :

La palée de stabilité est un contreventement vertical qui assure la reprise des charges horizontales, et d'assurer leur cheminement jusqu'aux fondations. Les charges horizontales qui sollicitent la structure porteuse sont :

- Les effets sismiques.
- La réaction de la poutre au vent.

VII.3.1 Calcul des diagonales :

La palée de stabilité est un contreventement vertical destiné à reprendre les efforts horizontaux sollicitant l'ouvrage.

L'effort horizontal qui agit sur la structure est :

- La Réaction de la poutre au vent
- L'effort sismique.

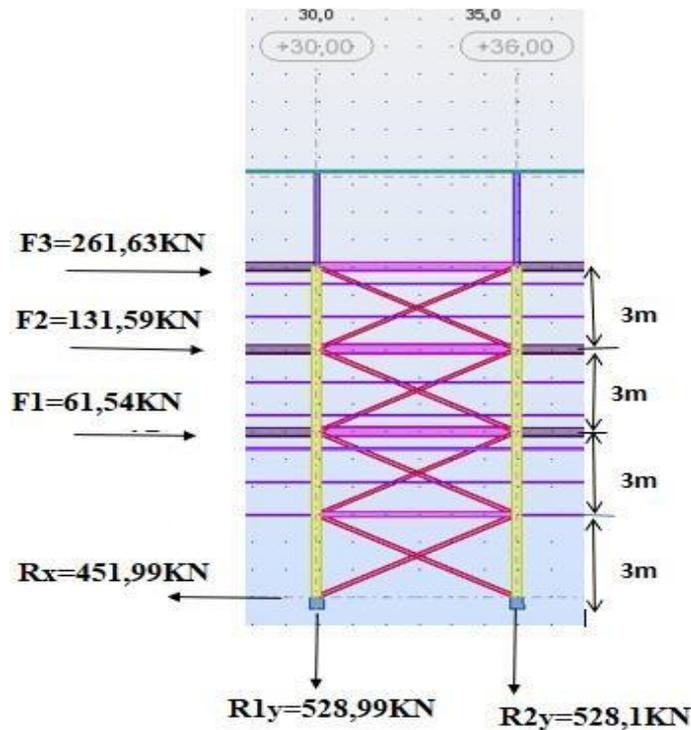


Figure VII 2: Dimensions de la palée de stabilité.

VII .3.1. Calcul des angles des diagonales :

$$\tan \alpha = \frac{2,4}{6} = 0,4 \Rightarrow \alpha = 21,8^\circ$$

$$\tan \beta = \frac{6}{6} = 1 \Rightarrow \beta = 45^\circ$$

VII .3.2. Longueur des diagonales :

$$D_1 = \sqrt{3^2 + 6^2} = 6,71\text{m}$$

$$D_2 = D_3 = \sqrt{6^2 + 6^2} = 8,49\text{m}$$

$$F_1 = 1,25 \times E_{y1} = 1,25 \times 49,23 = 61,54\text{KN}$$

$$F_2 = 1,25 \times E_{y2} = 1,25 \times 105,27 = 131,59\text{KN}$$

$$F_3 = \text{Max} [R_B, 1,25 E_{y3}] = \text{Max} [261,6; 192,6] = 261,63\text{KN}$$

Le cas le plus défavorable est :

F₃ = 261,63 KN.

VII.3.3. Calcul des réactions :

$$\sum \overset{F}{-} = 0 \Rightarrow R_x = F_1 + F_2 + F_3 \Rightarrow R_x = \mathbf{451,987KN}$$

$$\sum \overset{M}{-} = 0 \Rightarrow 3F_1 + 6F_2 + 9F_3 = 6R_{2Y} \Rightarrow R_{2Y} = \frac{(107,775 \times 3) + (82,612 \times 6) + (261,63 \times 9)}{6} = \mathbf{528,944KN}$$

$$\sum \overset{F}{-}_y = 0 \Rightarrow R_{1Y} = -R_{2Y} = \mathbf{-528,095KN}$$

1) Calcul des efforts intérieurs :

De la même façon que la poutre au vent, par la méthode des nœuds nous avons déterminé les efforts dans les éléments constituant la palée de stabilité.

Les diagonales les plus sollicitées sont les suivantes :

Noeud 1 :

$$\begin{cases} /x: F_{14} \cos \alpha - R_{1X} = 0 \Rightarrow F_{14} = 505,31KN \\ /y: F_{13} - R_{1Y} + F_{14} \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{13} = -754,88KN \end{cases}$$

Noeud2 :

$$\begin{cases} /x: F_{23} \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{23} = 0KN \\ /y: F_{24} - R_{2Y} = 0 \Rightarrow F_{24} = -528,095KN \end{cases}$$

Noeud3 :

$$\begin{cases} /x: F_{34} + F_1 + F_{36} \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{36} = 384,833KN \\ /y: F_{35} - F_{31} + F_{36} \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{35} = 582,84KN \end{cases}$$

Noeud4 :

$$\begin{cases} /x: F_{43} = -F_{41} \cos \alpha = 451,98KN \\ /y: F_{46} = F_{41} \sin \alpha + F_{42} = -325,99KN \end{cases}$$

Noeud5 :

$$\begin{cases} /x: F_{58} = \frac{-F_2 + F_{56}}{\cos \beta} = 92,35KN \\ /y: F_{46} = F_{53} - F_{58} \sin \beta = -624,23KN \end{cases}$$

Noeud6 :

$$\begin{cases} /x: F_{65} = F_{36} \cos \beta = 34,22KN \\ /y: F_{68} = F_{63} \sin \beta + F_{64} = -458KN \end{cases}$$

Noeud7 :

$$\begin{cases} /x: F_{78} = -F_1 = 107,375KN \\ /y: F_{75} = -153,17KN \end{cases}$$

Noeud8 :

$$\begin{cases} /x: F_{87} = F_{58} \cos \gamma = 82,52 \text{KN} \\ /y: F_{810} = F_{85} \sin \gamma + F_{68} = -456,71 \text{KN} \end{cases}$$

Noeud9 :

$$\begin{cases} /x: F_{910} = -F_1 = -107,775 \text{KN} \\ /y: F_{97} = F_{85} \sin \gamma + F_{68} = 153,17 \text{KN} \end{cases}$$

Noeud10 :

$$\begin{cases} /x: F_{87} = F_{58} \cos \gamma = 72,18 \text{KN} \\ /y: F_{810} = F_{85} \sin \gamma + F_{68} = -385,22 \text{KN} \end{cases}$$

La diagonale la plus sollicitée est **D1** avec : **N_{sd} = 754,88 KN**

VII.3.4. Vérification des diagonales à la traction :

a) **Section des diagonales D1 :**

Dans le cas d'une stabilité en (X) on considère seulement les diagonales qui travaillent en traction avec un effort : N_{sd}

$$\text{On a : } A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{754,88 \times 1,1}{275 \times 10^3} = 30,19 \text{cm}^2$$

Donc pour la palée de stabilité on prendra des doubles UPN140 **A = 48 cm²**
Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

$$N_{sd} = 754,88 \text{ KN}$$

Avec :

$$N_{t,Rd} = \min[N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{ avec : } \gamma_{M0} = 1,1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{4800 \times 0,275}{1,1} = 1200 \text{KN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

La diagonale est attachée par (8) boulons $\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$ de classe 8.8.

$$A_{\text{net}} = A - \pi R^2 = 48 - (3.14 \times 0.9^2) = 45,46 \text{m}^2$$

$$N_{U,Rd} = 0.9 \times 45,46 \times \frac{43}{1.25} = 1407,44 \text{KN}$$

$$N_{\text{net},Rd} = A_{\text{net}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{\text{net},Rd} = 45,46 \times 10^{-4} \times \frac{2.75 \times 10^5}{1.1} = 1136,5 \text{KN}$$

$$N_{tRd} = \min[1200; 1136,5; 1407,44] \Rightarrow N_{tRd} = 1136,5 \text{KN}$$

$$N_{tRd} = 1136,5 \text{KN} \geq N_{sd} = 754,85 \text{KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Donc : le double UPN 140 (UUPN160) est vérifié à la traction.

VII.4. La Poutre sablière :

Les sablières travaillent simultanément sous l'action de charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l'action de l'effort normal égale à la réaction de la poutre au vent.

Les sablières sont vérifiées à la flexion composée à cause :

- ✓ La compression du vent qui agit sur le pignon ou la force de séisme
- ✓ Flexion due à leurs poids propres

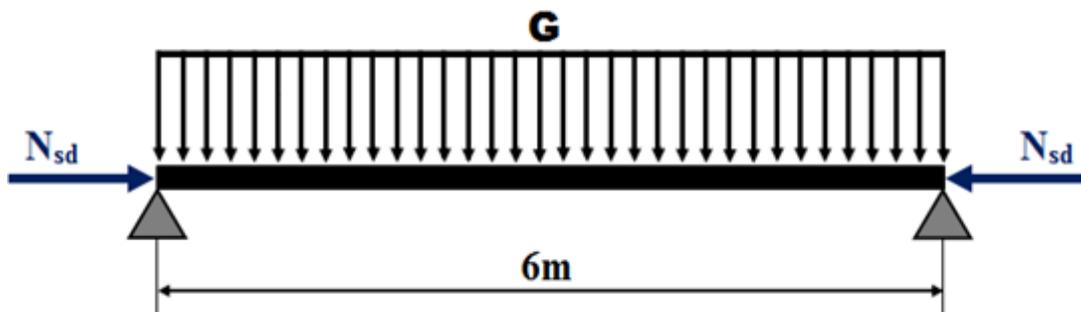


Figure VII3 : Disposition de la sablière

Le cas le plus défavorable est $F_3 = 261.63 \text{ KN}$.

$$N_{sd} = F_1 = 261.63 \text{KN}.$$

On prend **IPE360** comme une poutre sablière.

- Les caractéristiques sont :

Tableau VII. 1: Caractéristiques et dimensions de IPE360

h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
360	170	8	12,7	18	298,6	57,1
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
72,7	16265,6	14,95	1019,1	1043,20	3,79	191,1

VII.4.1 Vérification de l'élément comprimé et fléchi :

La formule utilisée pour la vérification au flambement est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

- le poids propre de **IPE360** : G=57,1 Kg/m

- $M_{Sd,y} = \frac{GL^2}{8} = \frac{0,571 \times 6^2}{8} = 2,57 \text{KN.m}$
- $N_{sd} = 261,65 \text{ KN}$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) \text{ avec : } \chi_{y,z} = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}}$$

Facteur d'imperfection α :

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{150} = 2,2 < 1,2t_f = 11\text{mm} < 40\text{mm}$$

L'axe de flambement suivant : $yy \rightarrow \text{courbea} \Rightarrow \alpha = 0,21$

$$\lambda_y = \left(\frac{\lambda_y}{i_y}\right) \times \beta_A \times i_y = \frac{I_y}{A \times i_y} = \frac{600}{14,95} = 40,134$$

$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86,38$ Avec : $\varepsilon = 0,92$ et $\beta_A = 1$ (section de classe 1)

$$\bar{\lambda}_y^2 = \left(\frac{40,13}{86,38}\right)^2 = 0,46 > 0,2$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \dots\dots\dots \text{(EC03 Page 170).}$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,46 - 0,2) + 0,46^2]$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_y^{-20,5})} \chi_y = 0,9363$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \times \beta_A^{0,5} \lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{600}{3,79} = 158,31$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{158,31}{86,38}\right) = 1,832 \geq 0,2$$

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

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,46 - 0,2) + 0,46^2] = 0,6331$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_y^{-20,5})} \chi_y = 0,9363$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \times \beta_A^{0,5} \lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{600}{3,79} = 158,31$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{158,31}{86,38}\right) = 1,832 \geq 0,2$$

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

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,832 - 0,2) + 1,832^2] = 2,455$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_z^{-20,5})} \chi_z = 0,2445$$

$$\chi_{\min} = (0,9363 ; 0,2445) = 0,2445$$

$$k_y = 1 - \frac{u_y \times N_{sd}}{X_y \times A \cdot f_y} \text{ avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \lambda_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} ; \beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_y = 1,832 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{1019 \times 10^3 - 904 \times 10^3}{904 \times 10^3} = -2,436 \quad \mu_y = -2,436$$

$$K_y = 1 - \frac{-2,436 \times 261,53}{0,936 \times 72,70 \times 27,5} = 1,04 \quad K_y = 1,04$$

➤ $\mu_y = -2,436 \leq 0,9$

➤ $K_y = 1,04 \leq 1,5$

Donc : La condition sera :

$$\frac{N_{sd}}{X_{\min} \cdot (A \cdot \gamma_{m1})} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{W_{ply} \cdot (\gamma_{m1})} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{W_{plz} \cdot (\gamma_{m1})} \leq 1$$

$$\frac{261,63}{0,244 \times (72,7 \times \frac{27,5}{1,1})} + \frac{1,04 \times 2,57}{1019 \times (\frac{27,5}{1,1})} + 0 = 0,599 \leq 1$$

✓ **Donc : La condition est vérifiée**

- Pour la poutre au vent nous avons des cornières **CAE60× 6**.
- Pour les palées de stabilité nous avons des **2UPN 140**
- Sablière **IPE360**.

Pour le deuxième Bloc 42m :

VII.5. Contreventement de la toiture « poutre au vent » :

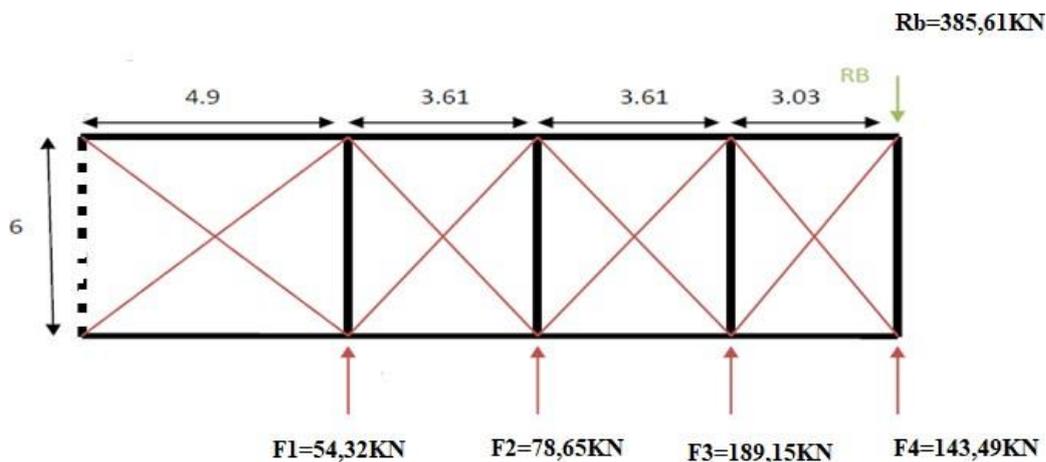


Figure VII4: Schématisation des efforts sur Demi la poutre au vent.

VII.5.1. Évaluation des efforts horizontaux :

$$F_i = (V_e \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \quad \text{Avec :} \quad i = 1,2,3$$

V_e : Vent extrême suivant pignon $V_e = 1,218 \text{ kN/m}^2$.
 F_{fr} : Force de frottement pour parois verticales.
 S_i : La surface sous le vent.

➤ **Calcul de force de frottement :**

$$\frac{d}{b} = \frac{42}{36} = 1,17$$

$$\frac{d}{h} = \frac{42}{17,21} = 2,44 \text{ f}$$

L'une des conditions est vérifiée donc on va considérer les forces de frottements

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

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

$$C_f = 0.04$$

➤ Pour la toiture :

$$S_{fr} = 42 \times 36 = 1512 \text{ m}^2$$

$$S_{fr} = 1512 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 1,014 \times 0,04 \times 1512 = 61,33 \text{ KN}$$

$$F_{fr} = 61,33 \text{ KN}$$

➤ Pour la paroi verticale :

$$S_{fr} = 42 \times 17,21 \times 2 = 1445,64 \text{ m}^2$$

$$S_{fr} = 1445,64 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 1,014 \times 0,04 \times 1445,64 = 58,64 \text{ KN}$$

$$F_{fr} = 58,64 \text{ KN}$$

Donc : $F_{fr} = 61,33 + 58,64 = 119,97 \text{ KN}$

➤ Les forces au niveau de la toiture est donnée par

$$F_{fr} = 119,97 \text{ KN} \text{ et : } V_e = 1,218 \text{ kN/m}^2.$$

➤ Calcul des surfaces :

$$S_i = t_i \times \frac{h_i}{2}$$

$$t_{i1} = 3,05 \text{ m} \rightarrow h_{i1} = 12,00 \text{ m}$$

$$t_{i2} = 6,10 \text{ m} \rightarrow h_{i2} = 13,10 \text{ m}$$

$$t_{i3} = 9,18 \text{ m} \rightarrow h_{i3} = 14,16 \text{ m}$$

$$t_{i4} = 12,23 \text{ m} \rightarrow h_{i4} = 15,24 \text{ m}$$

$$S_1 = 3,05 \times \frac{12}{2} = 18,3 \text{ m}^2.$$

$$S_1 = 18,3 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 6,10 \times \frac{13,10}{2} = 39,95 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 39,95 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 9,18 \times \frac{14,16}{2} = 64,99 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 64,99 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 12,23 \times \frac{15,24}{2} = 93,19 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 93,19 \text{ m}^2.$$

Les résultats de F_i sont les suivantes :

$$F_1 = (V \times S_1) + \frac{F_{fr}}{n} = (1,218 \times 18,3) + \frac{119,97}{4} = 54,32 \text{ KN}$$

$$F_1 = 54,32 \text{ KN}$$

$$F_2 = (1,218 \times 39,95) + \frac{119,97}{4} = 78,65 \text{ KN}$$

$$F_2 = 78,65 \text{ KN}$$

$$F_3 = (1,218 \times 64,99) + \frac{119,9785}{4} = 109,15 \text{ KN}$$

$$F_3 = 109,15 \text{ KN}$$

$$F_4 = (1,218 \times 93,19) + \frac{119,97}{4} = 143,49 \text{KN}$$

$$F_4 = 143,49 \text{KN}$$

➤ Calcul des réactions

$$\sum \vec{F}_{ext} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_4}{2} = 385,61 \text{KN}$$

$$R_A = R_B = 385,61 \text{KN}$$

VII.5.2. Effort de traction dans les diagonales :

$$\text{Tan} \alpha = \frac{6}{6,10} \Rightarrow \alpha = 44,53^\circ$$

$$\text{Tan} Q = \frac{6}{5,91} \Rightarrow Q = 45,43^\circ$$

$$\text{Tan} \gamma = \frac{6}{5,99} \Rightarrow \gamma = 45,04^\circ$$

Nœud 1 :

$$Y \rightarrow -R_A - F_{1-2} = 0 \Rightarrow F_{1-2} = -385,61 \text{KN}$$

$$X \rightarrow F_{1-3} = 0$$

Nœud 2 :

$$Y \rightarrow F_1 + F_{2-1} + F_{2-3} \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{2-3} = 472,40 \text{KN}$$

$$X \rightarrow F_{2-4} + F_{2-3} \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{2-4} = 336,77 \text{KN}$$

Nœud 3 :

$$Y \rightarrow -F_{3-4} - F_{3-2} \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{3-4} = 333,28 \text{KN}$$

$$X \rightarrow F_{3-5} - F_{3-1} - F_{3-2} \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{3-5} = 333,48 \text{KN}$$

Nœud 4 :

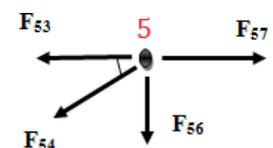
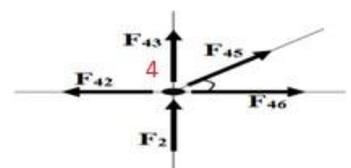
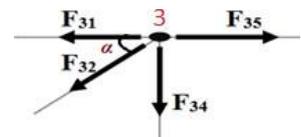
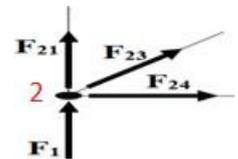
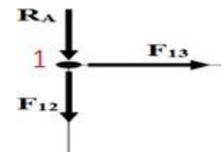
$$Y \rightarrow F_2 + F_{4-3} + F_{4-5} \sin \beta = 0 \Rightarrow F_{4-5} = -357,43 \text{KN}$$

$$X \rightarrow F_{4-6} - F_{4-2} + F_{4-5} \cos \beta = 0 \Rightarrow F_{4-6} = 82,14 \text{KN}$$

Nœud 5 :

$$Y \rightarrow F_{5-6} + F_{5-4} \sin \beta = 0 \Rightarrow F_{5-6} = -284,63 \text{KN}$$

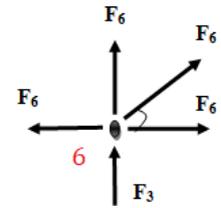
$$X \rightarrow F_{5-7} + F_{5-3} + F_{5-4} \cos \beta = 0 \Rightarrow F_{5-7} = 82,64 \text{KN}$$



Nœud 6 :

$$Y \rightarrow F_3 + F_{6-5} + F_{6-7} \cdot \sin \gamma = 0 \Rightarrow F_{6-7} = -486,49 \text{KN}$$

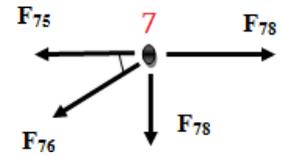
$$X \rightarrow F_{6-8} + F_{6-4} + F_{6-7} \cdot \cos \gamma = 0 \Rightarrow F_{6-8} = 343,76 \text{KN}$$



Nœud 7 :

$$Y \rightarrow F_{7-4} + F_{7-6} \cdot \sin \gamma = 0 \Rightarrow F_{7-4} = -344 \text{KN}$$

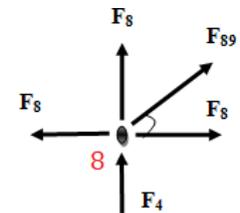
$$X \rightarrow F_{7-8} + F_{7-5} - F_{7-6} \cdot \cos \gamma = 0 \Rightarrow F_{7-8} = -426,64 \text{KN}$$



Nœud 8 :

$$Y \rightarrow F_4 + F_{8-7} + F_{8-9} \cdot \sin \gamma = 0 \Rightarrow F_{8-9} = -400,43 \text{KN}$$

$$X \rightarrow F_{8-10} - F_{8-6} + F_{8-9} \cdot \cos \gamma = 0 \Rightarrow F_{8-10} = -98,34 \text{KN}$$



L'effort externe dans les diagonales est de : $N_{sd} = 486,49 \text{KN}$

VII5.3. Dimensionnement des diagonales :

➤ Section des diagonales :

On a : $A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{486,49 \times 1,1}{0,275 \times 10^6} = 19,46 \text{cm}^2 ; N_{t,rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net})$

Donc : on prend une cornière (L 100×100×10) de section $A=22,7 \text{cm}^2$ avec des boulons ordinaire de $\phi = 16 \text{mm}$.

➤ Vérification des diagonales à la traction :

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,rd}$

$$N_{t,rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net})$$

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

$$\text{➤ } N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{➤ } N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\gamma_{M0} = 1,1 ; \gamma_{M2} = 1,25 ; f_u = 430 \text{N/mm}^2 ; f_y = 275 \text{N/mm}^2 ; A = 22,7 \text{cm}^2 ; A_{net} = 21,58$$

$$N_{pl} = \frac{22,7 \times 275}{1,1} = 567,5 \text{KN}$$

$$N_{pl} = 567,5 \text{KN}$$

$$N_u = \frac{0,9 \times 21,58 \times 43}{1,25} = 668,12 \text{KN}$$

$$N_u = 432,82 \text{KN}$$

$$N_{\text{net}} = \frac{21,58 \times 27,5}{1,1} = 539,5 \text{KN}$$

$$N_{\text{net}} = 539,5 \text{KN}$$

$$N_{\text{Sd}} = 486,49 \text{KN} \leq N_{\text{net}} = 539,5 \text{KN}$$

La Traction est vérifiée pour les diagonales

Donc la cornière (**L×100×100×10**) est vérifiée comme diagonale pour la poutre au vent.

VII.6 Étude des palées de stabilité :

La palée de stabilité est un contreventement vertical qui assure la reprise des charges horizontales, et d'assurer leur cheminement jusqu'aux fondations. Les charges horizontales qui sollicitent la structure porteuse sont :

- Les effets sismiques.
- La réaction de la poutre au vent.

VII.6.1 Calcul des diagonales :

La palée de stabilité est un contreventement vertical destiné à reprendre les efforts horizontaux sollicitant l'ouvrage.

L'effort horizontal qui agit sur la structure est :

- La Réaction de la poutre au vent
- L'effort sismique.

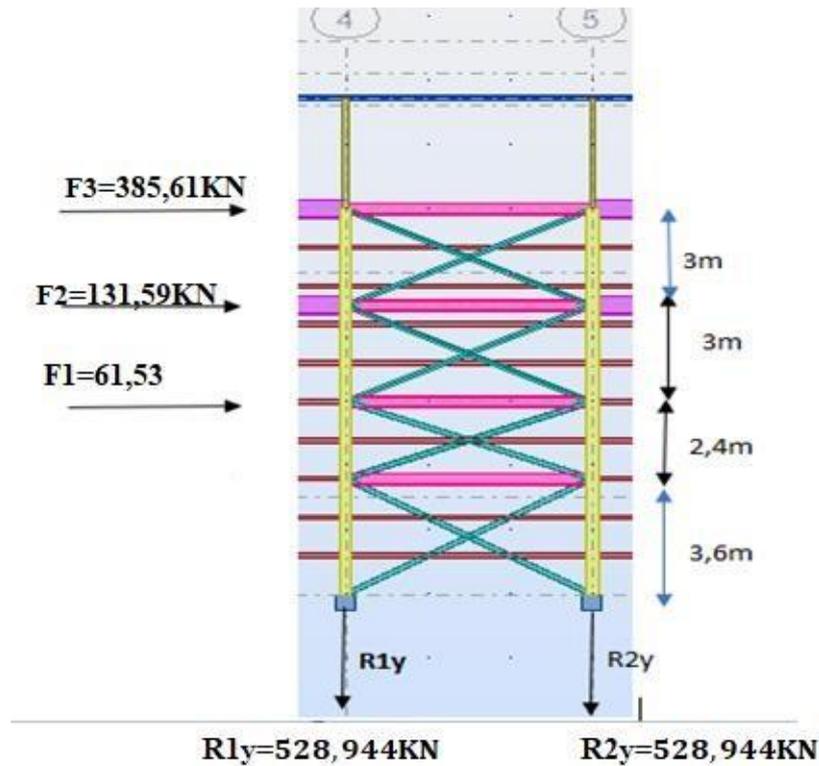


Figure VII 5: Dimensions de la palée de stabilité.

VIII .3.1. Calcul des angles des diagonales :

$$\tan \alpha = \frac{2,4}{6} = 0.40 \Rightarrow \alpha = 21,8^\circ$$

$$\tan \beta = \frac{6}{6} = 1 \Rightarrow \beta = 45^\circ$$

$$\tan \alpha = \frac{9}{6} = 1.5 \Rightarrow \alpha = 56,31^\circ$$

$$\tan \beta = \frac{12}{6} = 2 \Rightarrow \beta = 18.3^\circ$$

VII .6.2. Longueur des diagonales

$$D_1 = D_2 = D_3 = \sqrt{3^2 + 6^2} = 6,71\text{m}$$

$$F_1 = 1,25 \times E_{y1} = 1,25 \times 49,228 = 61,53\text{KN}$$

$$F_2 = 1,25 \times E_{y2} = 1,25 \times 105,274 = 131,59\text{KN}$$

$$F_3 = \text{Max} [R_B, 1,25 E_{y3}] = \text{Max} [385,61] = 385,61\text{KN}$$

Le cas le plus défavorable est :

385,61KN

VII.6.3. Calcul des réactions :

$$\sum \overset{F}{-} = 0 \Rightarrow R_x = F_1 + F_2 + F_3 \Rightarrow R_x = \mathbf{651,92KN}$$

$$\sum \overset{M}{-} = 0 \Rightarrow 3F_1 + 6F_2 + 9F_3 = 6R_{2Y} \Rightarrow R_{2Y} = \frac{(61,53 \times 3) + (131,59 \times 6) + (385,61 \times 9)}{6} = \mathbf{528,944KN}$$

$$\sum \overset{F}{-} = 0 \Rightarrow R_{1Y} = -R_{2Y} = \mathbf{-528,944KN}$$

1) Calcul des efforts intérieurs :

De la même façon que la poutre au vent, par la méthode des nœuds nous avons déterminé les efforts dans les éléments constituant la palée de stabilité.

Les diagonales les plus sollicitées sont les suivantes :

Noeud 1 :

$$\begin{cases} /x: F_{14} \cos \alpha - R_{1X} = 0 \Rightarrow F_{14} = 505,31KN \\ /y: F_{13} - R_{1Y} + F_{14} \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{13} = -754,88KN \end{cases}$$

Noeud2 :

$$\begin{cases} /x: F_{23} \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{23} = 0KN \\ /y: F_{24} - R_{2Y} = 0 \Rightarrow F_{24} = -528,095KN \end{cases}$$

Noeud3 :

$$\begin{cases} /x: F_{34} + F_1 + F_{36} \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{36} = 384,833KN \\ /y: F_{35} - F_{31} + F_{36} \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{35} = 582,84KN \end{cases}$$

Noeud4 :

$$\begin{cases} /x: F_{43} = -F_{41} \cos \alpha = 451,98KN \\ /y: F_{46} = F_{41} \sin \alpha + F_{42} = -325,99KN \end{cases}$$

Noeud5 :

$$\begin{cases} /x: F_{58} = \frac{-F_2 + F_{56}}{\cos \beta} = 92,35KN \\ /y: F_{46} = F_{53} - F_{58} \sin \beta = -624,23KN \end{cases}$$

Noeud6 :

$$\begin{cases} /x: F_{65} = F_{36} \cos \beta = 34,22KN \\ /y: F_{68} = F_{63} \sin \beta + F_{64} = -458KN \end{cases}$$

Noeud7 :

$$\begin{cases} /x: F_{78} = -F_1 = 107,375KN \\ /y: F_{75} = -153,17KN \end{cases}$$

Noeud8 :

$$\begin{cases} /x: F_{87} = F_{58} \cos \gamma = 82,52 \text{KN} \\ /y: F_{810} = F_{85} \sin \gamma + F_{68} = -456,71 \text{KN} \end{cases}$$

Noeud9 :

$$\begin{cases} /x: F_{910} = -F_1 = -107,775 \text{KN} \\ /y: F_{97} = F_{85} \sin \gamma + F_{68} = 153,17 \text{KN} \end{cases}$$

Noeud10 :

$$\begin{cases} /x: F_{87} = F_{58} \cos \gamma = 72,18 \text{KN} \\ /y: F_{810} = F_{85} \sin \gamma + F_{68} = -385,22 \text{KN} \end{cases}$$

La diagonale la plus sollicitée est **D1** avec : **$N_{sd} = 754,88 \text{ KN}$**

VII.6.4. Vérification des diagonales à la traction :**a) Section des diagonales D1 :**

Dans le cas d'une stabilité en (X) on considère seulement les diagonales qui travaillent en traction avec un effort : N_{sd}

$$\text{On a : } A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{754,88 \times 1,1}{275 \times 10^3} = 30,19 \text{ cm}^2$$

Donc pour la palée de stabilité on prendra des doubles UPN140 **$A = 48 \text{ cm}^2$**

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{sd} = 754,88 \text{ KN}$$

Avec :

$$N_{t,Rd} = \min[N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{ avec : } \gamma_{M0} = 1,1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{4800 \times 0,275}{1,1} = 1200 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

La diagonale est attachée par (8) boulons $\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$ de classe 8.8.

$$A_{net} = A - \pi R^2 = 48 - (3,14 \times 0,9^2) = 45,46 \text{ m}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 45,46 \times \frac{43}{1,25} = 1407,44 \text{ KN}$$

$$N_{\text{net,Rd}} = A_{\text{net}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{\text{net,Rd}} = 45,46 \times 10^{-4} \times \frac{2,75 \times 10^5}{1,1} = 1136,5 \text{ KN}$$

$$N_{\text{tRd}} = \min[1200; 1136,5; 140744] \Rightarrow N_{\text{tRd}} = 1136,5 \text{ KN}$$

$$N_{\text{tRd}} = 1136,5 \text{ KN} \geq N_{\text{sd}} = 754,85 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Donc : le double UPN 140 (**UUPN160**) est vérifié à la traction.

VII.7. La Poutre sablière :

Les sablières travaillent simultanément sous l'action de charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l'action de l'effort normal égale à la réaction de la poutre au vent.

Les sablières sont vérifiées à la flexion composée à cause :

- ✓ La compression du vent qui agit sur le pignon ou la force de séisme
- ✓ Flexion due à leurs poids propres

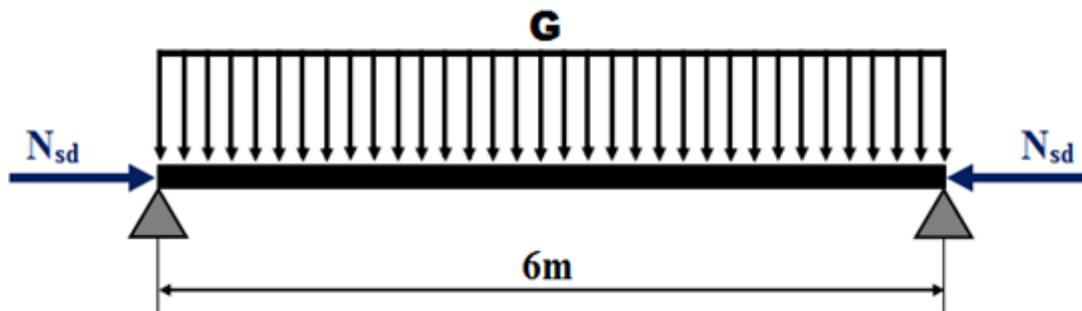


Figure VII.6 : Disposition de la sablière

Le cas le plus défavorable est $F_3 = 261.63 \text{ KN}$.

$$N_{\text{sd}} = F_1 = 261.63 \text{ KN}$$

On prend **IPE360** comme une poutre sablière.

- Les caractéristiques sont :

Tableau VII. 2: Caractéristiques et dimensions de IPE360

h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
360	170	8	12,7	18	298,6	57,1
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
72,7	16265,6	14,95	1019,1	1043,20	3,79	191,1

VII.7.1 Vérification de l'élément comprimé et fléchi :

La formule utilisée pour la vérification au flambement est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

- le poids propre de IPE360 : G=57,1 Kg/m

➤ $M_{Sd,y} = \frac{GL^2}{8} = \frac{0,571 \times 6^2}{8} = 2,57 \text{ KN.m}$

➤ $N_{sd} = 261,65 \text{ KN}$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) \text{ avec : } \chi_{y,z} = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{|\phi_y^2 - \lambda_y^2|}}$$

Facteur d'imperfection α :

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{150} = 2,2 < 1,2t_f = 11\text{mm} < 40\text{mm}$$

L'axe de flambement suivant : $yy \rightarrow courbea \Rightarrow \alpha = 0,21$

$$\lambda_y = \left(\frac{\lambda_y}{i_y}\right) \times \beta_{0,5} \lambda = \frac{I_y}{A \times i_y} = \frac{600}{14,95} = 40,134$$

$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86,38$ Avec : $\varepsilon = 0,92$ et $\beta_A = 1$ (section de classe 1)

$$\bar{\lambda}_y^2 = \left(\frac{40,13}{86,38}\right)^2 = 0,46 > 0,2$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}] \dots\dots\dots \text{(EC03 Page 170).}$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,46 - 0,2) + 0,46^2]$$

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_y^{20,5})} X_y = 0,9363$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \times \beta_A^{0,5} \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{3,79} = 158,31$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{158,31}{86,38}\right) = 1,832 \geq 0,2$$

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

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,832 - 0,2) + 1,832^2] = 2,455$$

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_z^{20,5})} X_z = 0,2445$$

$$X_{min} = (0,9363 ; 0,2445) = 0,2445$$

$$k_y = 1 - \frac{u_y \times N_{sd}}{X_y \times A \cdot f_y} \text{ avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \lambda_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} ; \beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_y = 1,832 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{1019 \times 10^3 - 904 \times 10^3}{904 \times 10^3} = -2,436$$

$$\mu_y = -2,436$$

$$K_y = 1 - \frac{-2,436 \times 261,53}{0,936 \times 72,70 \times 27,5} = 1,04$$

$$K_y = 1,04$$

$$\mu_y = -2,436 \leq 0,9$$

$$K_y = 1,04 \leq 1,5$$

Donc : la condition sera :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot (A \cdot \gamma_{m1})} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{W_{ply} \cdot (\gamma_{m1})} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{W_{plz} \cdot (\gamma_{m1})} \leq 1$$

$$\frac{261,63}{0,244 \times (72,7 \times \frac{27,5}{1,1})} + \frac{1,04 \times 2,57}{1019 \times (\frac{27,5}{1,1})} + 0 = 0,599 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

Donc : **IPE360** convient comme sablière

VIII.8. Conclusion :

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions extérieures, par contre dans l'autre sens, la stabilité est assurée par le portique auto stable ordinaire qui fera l'objet d'étude pour le chapitre suivant.

Les calculs ont donné les résultats suivants :

- Pour la poutre au vent nous avons des cornières **CAE100× 10**.
- Pour les palées de stabilité nous avons des **2UPN 160**
- Sablière **IPE360**.

Chapitre VIII :

Etude de portique

Etude de portique

VIII -1 Introduction :

Le but de tout calcul de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations et climatiques) qui les sollicitent. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres) elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure

Les moments fléchissant Max, les efforts normaux max, les caractéristiques de poteau sont calculés à l'aide du ROBOT Structural Analyses.

Calcul de portique :

Pour 1^{ere} bloc :

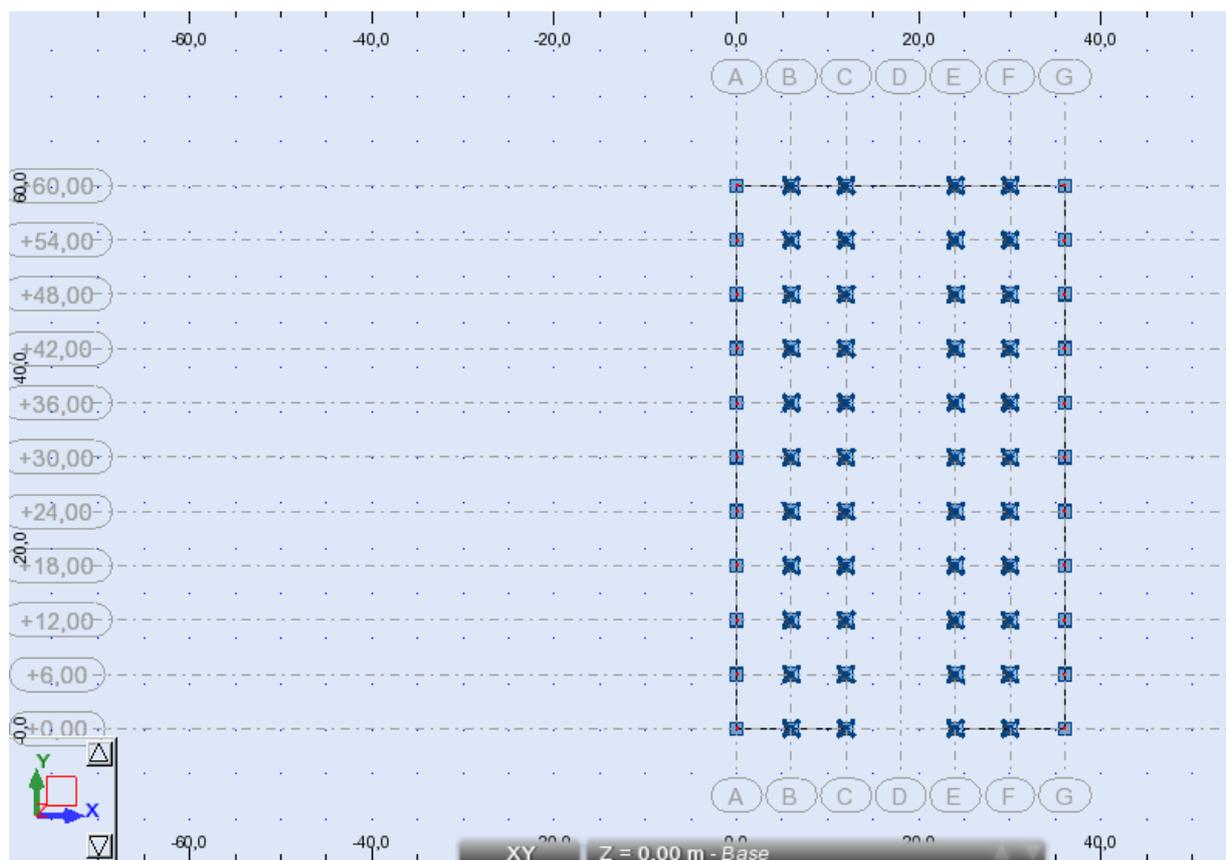


Figure IX. 1: Vue en plan de l'ouvrage Z=0m

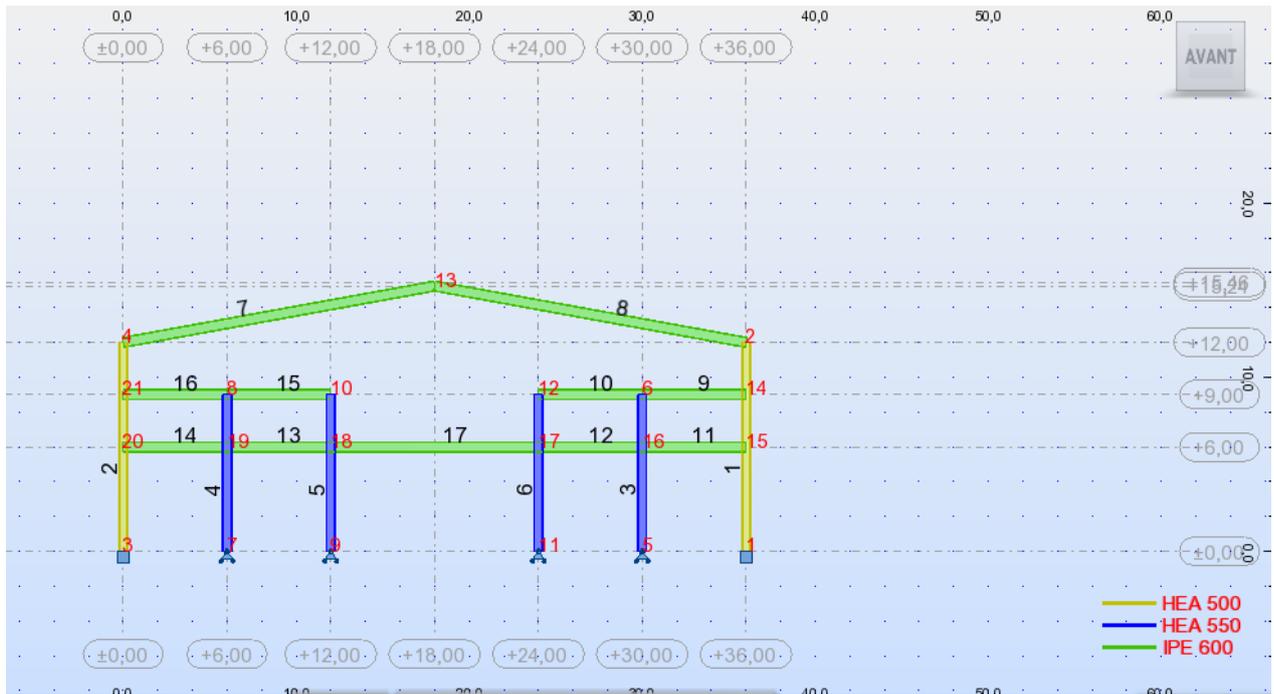


Figure IX. 2 Vue en pignon file 1 2

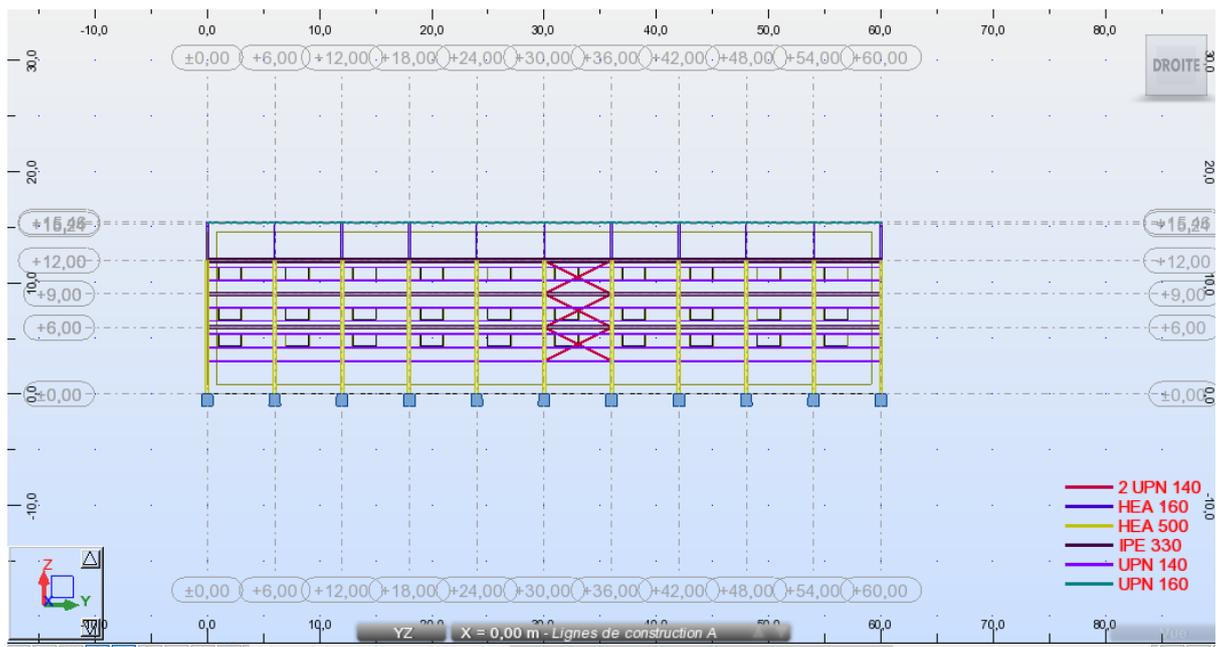


Figure IX. 3: Vue sur long pan file G

VIII -2-1 Barres :

Tableau IX. 2 Données des barres

Barr e	Nœud 1	Nœud 2	Section	Matériau	Longueur[m]	Gamm a [Deg]	Type de barre
1	1	2	HEA 500	ACIER	12,0	0,0	POTEAU PORTIQUE
2	3	4	HEA 500	ACIER	12,0	0,0	POTEAU PORTIQUE
3	5	6	HEA 550	ACIER	9,0	0,0	POTEAU PORTIQUE
4	7	8	HEA 550	ACIER	9,0	0,0	POTEAU PORTIQUE
5	9	10	HEA 550	ACIER	9,0	0,0	POTEAU PORTIQUE
6	11	12	HEA 550	ACIER	9,0	0,0	POTEAU PORTIQUE
7	4	13	IPE 600	ACIER	18,29	0,0	POUTRES
8	2	13	IPE 600	ACIER	18,29	0,0	POUTRES
9	14	12	IPE 600	ACIER	12,00	0,0	Barre
10	12	10	IPE 600	ACIER	6,00	0,0	Barre
11	15	16	IPE 600	ACIER	6,00	0,0	Barre
12	6	8	IPE 600	ACIER	6,00	0,0	Barre
13	8	17	IPE 600	ACIER	6,00	0,0	Barre
14	18	19	IPE 600	ACIER	6,00	0,0	Barre
15	19	20	IPE 600	ACIER	6,00	0,0	Barre
16	21	15	IPE 600	ACIER	6,00	0,0	Barre
17	20	21	IPE 600	ACIER	6,00	0,0	Barre

VIII -2-2 Nœuds :**Tableau IX. 3: Données des nœuds**

Noeud	X [m]	Z [m]	Appui
1	36,00	0,0	Encastrement
2	36,00	12,00	
3	0,0	0,0	Encastrement
4	0,0	12,00	
5	30,00	0,0	Appui simple
6	30,00	9,00	
7	6,00	0,0	Appui simple
8	6,00	9,00	
9	12,00	0,0	Appui simple
10	12,00	9,00	
11	24,00	0,0	Appui simple
12	24,00	9,00	
13	18,00	15,24	

Tableau IX. 4: Symbole des charges

Charges permanentes	G
Charges d'exploitation	QEXP
Charges climatiques :	
Vent	W
Neige	X S
Charge sismique	EX
Charge sismique	EY

VIII -2-3 Combinaisons d'action :

Tableau IX.5: Combinaisons d'action

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Définition
10 (C)	1.35G+1.5QEXP	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+2*1.50$
15 (C)	1.35G+1.5WX	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+7*1.50$
16 (C)	1.35G+1.35(WX+QP 1)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+3+7)*1.35$
17 (C)	1.35G+1.35(WX+QP 2)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+4+7)*1.35$
18 (C)	1.35G+1.35(WX+QP 3)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+5+7)*1.35$
19 (C)	1.35G+1.35(WX)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+6+7)*1.35$
20 (C)	1.35G+1.5S	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+8*1.50$
21 (C)	1.35G+1.35(WX)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2+7)*1.35$
22 (C)	1.35G+1.35(S)	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2+8)*1.35$
27 (C)	G+Q+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	$(1+2)*1.00+9*1.20$
31 (C)	G+QEXP+EX	Combinaison linéaire	ACC	$(1+2+9)*1.00$
36 (C)	G+WX+EX	Combinaison linéaire	ACC	$(1+7+9)*1.00$
37 (C)	0.8G+EX	Combinaison linéaire	ACC	$1*0.80+9*1.00$
38 (C)	0.8G-EX	Combinaison linéaire	ACC	$1*0.80+9*-1.00$
44 (C)	G+WX	Combinaison linéaire	ELS	$(1+7)*1.00$
44 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS	$(1+3)*1.00$

VIII -2-4 Réactions➤ **Extrêmes globaux****Tableau IX. 6: Valeur des réactions**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FX [daN]
117 38,2 9	8859,13	149553,11	207,01	311,85	3,36	11738,29
106	106	198	127	169	3	106
131 (C)	200 (C)	24 (C)	142 (C)	130 (C)	161 (C)	131 (C)
MI N	- 10128,77	-11232,73	-55454,49	-163,25	-267,64	-3,52
Noe ud	108	127	108	106	171	1
Cas	203 (C)	142 (C)	223 (C)	200 (C)	202 (C)	161 (C)

VIII -2-5 Déplacements➤ **Extrêmes globaux****Tableau IX.7: Déplacements des nœuds.**

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	39,1	7,1	0,153	0,045	0,145	11,9
Noeud	215	118	1034	1249	1245	1264
Cas	142 (C)	207 (C)	131 (C)	145 (C)	160 (C)	139 (C)
MIN	-12,8	-33,8	-8,3	-0,166	-0,048	-0,143
Noeud	1265	215	139	1034	1248	1246
Cas	131 (C)	217 (C)	595 (C) (CQC)	216 (C)	145 (C)	160 (C)

VIII -2-6 Efforts➤ **Extrêmes globaux****Tableau IX. 8: Valeurs des efforts**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	149553,1 1	8859,13	67570,48	4,71	478,57	163,25
Barre	158	86	170	1	104	86
Noeud	198	106	209	2	130	106
Cas	24 (C)	200 (C)	20 (C)	161 (C)	275 (C)	200 (C)
MIN	- 55454,49	-11232,73	-67543,83	-4,44	-1363,73	-207,01
Barre	87	103	170	2	170	103
Noeud	108	127	210	4	209	127
Cas	223 (C)	142 (C)	20 (C)	145 (C)	20 (C)	142 (C)

VIII -2-7 Contraintes➤ **Extrêmes globaux****Tableau IX. 9: Valeurs des contraintes**

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
MAX	2582,52	70,62	1101,85	1482,40	0,89	0,00	89,78
Barre	1359	158	1359	1359	841	157	361
Noeud	1246	198	1246	1245	714	196	707
Cas	145 (C)	24 (C)	145 (C)	131 (C)	295 (C)	30 (C)	142 (C)
MIN	-72,46	- 1667,16	-0,92	-0,00	-1101,85	-585,32	-86,37
Barre	516	1359	913	158	1359	1359	193
Noeud	551	1246	718	198	1246	1245	144
Cas	143 (C)	145 (C)	304 (C)	301 (C)	145 (C)	131 (C)	159 (C)

VIII -2-8Flèches maximales**➤ Extrêmes globaux****Tableau IX. 10: Flèches maximales**

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,1	617,7	384,3
Barre	1361	1360	1359
Cas	158 (C)	267 (C)	160 (C)
MIN	-0,1	-4,2	-323,2
Barre	103	1010	1360
Cas	144 (C)	215 (C)	216 (C)

❖ Les notes de calcul :

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: 2 Poteau_2

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 (C) G+WX+EX(1+7+9)*1.00

MATERIAU:

ACIER $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500

h=49.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=150.74 cm ²	Az=74.72 cm ²	Ax=197.54 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=86974.80 cm ⁴	Iz=10367.10 cm ⁴	Ix=310.27 cm ⁴
tf=2.3 cm	Wply=3948.86 cm ³	Wplz=1058.51 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 38564.63 daN	My,Ed = -60.75 kN*m	Mz,Ed = -72.53 kN*m	Vy,Ed = -3462.03 daN
Nc,Rd = 464219.00 daN	My,Ed,max = -60.75 kN*m		Mz,Ed,max = -72.53 kN*m
	Vy,T,Rd = 196779.64 daN		
Nb,Rd = 121186.91 daN	My,c,Rd = 927.98 kN*m	Mz,c,Rd = 248.75 kN*m	Vz,Ed = 3474.44 daN
	MN,y,Rd = 927.98 kN*m	MN,z,Rd = 248.75 kN*m	Vz,T,Rd = 99394.76 daN
			Tt,Ed = 1.70 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 12.00 m	Lam_y = 0.61
Lcr,y = 12.00 m	Xy = 0.89
Lamy = 57.19	kzy = 0.52



en z:

Lz = 12.00 m	Lam_z = 1.76
Lcr,z = 12.00 m	Xz = 0.26
Lamz = 165.65	kzz = 0.87

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 57.19 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 165.65 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z, Rk/gM1) = 0.39 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z, Rk/gM1) = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

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: 4 Poteau_4
0.50 m

POINT: 2

COORDONNEE: x = 0.06 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 (C) G+WX+EX(1+7+9)*1.00

MATERIAU:

ACIER $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 550

h=54.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=157.01 cm ²	Az=83.72 cm ²	Ax=211.76 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=111932.00 cm ⁴	Iz=10819.00 cm ⁴	Ix=352.64 cm ⁴
tf=2.4 cm	Wply=4621.82 cm ³	Wplz=1106.90 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 73945.82 daN	Mz,Ed = -0.85 kN*m	Vy,Ed = 330.41 daN
Nc,Rd = 497636.00 daN	My,Ed,max = 39.16 kN*m	Mz,Ed,max = -124.76 kN*m
Nb,Rd = 202912.03 daN	My,c,Rd = 1086.13 kN*m	Mz,c,Rd = 260.12 kN*m
	MN,z,Rd = 260.12 kN*m	

Classe de la section = 2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 9.00 m	Lam_y = 0.42
Lcr,y = 9.00 m	Xy = 0.95
Lamy = 39.15	kyz = 0.82



en z:

Lz = 9.00 m	Lam_z = 1.34
Lcr,z = 9.00 m	Xz = 0.41
Lamz = 125.91	kzz = 0.97

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.5.(1))

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 39.15 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 125.91 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z, Rk/gM1) = 0.59 < 1.00$
(6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z, Rk/gM1) = 0.85 < 1.00$
(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 7 ferme_7

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L = 18.29 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 20 (C)1.35G+1.5S 1*1.35+8*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600

ht=60.0 cm

bf=22.0 cm

ea=1.2 cm

es=1.9 cm

$A_y = 83.60$ cm²

$I_y = 92083.50$ cm⁴

$W_{ely} = 3069.45$ cm³

$A_z = 72.00$ cm²

$I_z = 3387.34$ cm⁴

$W_{elz} = 307.94$ cm³

$A_x = 155.98$ cm²

$I_x = 166.12$ cm⁴

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = 4414.98/155.98 = 2.83$ MPa

$\text{SigFy} = 54.30/3069.45 = 17.69$ MPa

$\text{SigFz} = 6.02/307.94 = 19.56$ MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=0.00

ID_inf=9.14 m

B=1.00

C=1.00

D=1.67

kD=2.36

Sig D=42.04 MPa

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$\text{SigN} + kD \cdot kF_y \cdot \text{SigFy} + kF_z \cdot \text{SigFz} = 2.83 + 2.36 \cdot 1.00 \cdot 17.69 + 1.00 \cdot 19.56 = 64.16 < 235.00$ MPa (3.731)

$1.54 \cdot \text{Tau}_y = 1.54 \cdot 0.00 = 0.00 < 235.00$ MPa (1.313)

$1.54 \cdot \text{Tau}_z = |1.54 \cdot -1.15| = |-1.77| < 235.00$ MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_z = 0.2$ cm < $u_z \text{ max} = L/200.00 = 9.1$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 Vent 270 deg dép.(-)



Déplacements

$v_x = 0.1$ cm < $v_x \text{ max} = L/150.00 = 12.2$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 Vent 270 deg dép.(-)

$v_y = 3.1$ cm < $v_y \text{ max} = L/150.00 = 12.2$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 5 Vent 90 deg dép.(-)

Profil correct !!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 17 Poutre_17

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 12.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 (C)1.35G+1.5QEXP 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600

ht=60.0 cm

bf=22.0 cm

ea=1.2 cm

es=1.9 cm

$A_y = 83.60$ cm²

$I_y = 92083.50$ cm⁴

$W_{ely} = 3069.45$ cm³

$A_z = 72.00$ cm²

$I_z = 3387.34$ cm⁴

$W_{elz} = 307.94$ cm³

$A_x = 155.98$ cm²

$I_x = 166.12$ cm⁴

CONTRAINTES:

$\text{Sig}_N = -1010.35/155.98 = -0.65$ MPa

$\text{Sig}_{Fy} = 28.94/3069.45 = 9.43$ MPa

$\text{Sig}_{Fz} = 12.97/307.94 = 42.13$ MPa



$z = 1.00$

$l_{D_sup} = 12.00$ m



$B = 1.00$

$C = 1.00$

$D = 2.01$

$kD = 3.26$

$\text{Sig}_D = 37.18$ MPa

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$\text{Sig}_N + kD * \text{Sig}_{Fy} + \text{Sig}_{Fz} = -0.65 + 3.26 * 9.43 + 42.13 = 72.22 < 235.00$ MPa (3.731)

$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 0.48 = 0.74 < 235.00$ MPa (1.313)

$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 1.55 = 2.38 < 235.00$ MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 1.6$ cm $< u_y \text{ max} = L/200.00 = 6.0$ cm

Vérfié

Cas de charge décisif: 5 Vent 90 deg dép.(-)

$u_z = 0.1$ cm $< u_z \text{ max} = L/200.00 = 6.0$ cm

Vérfié

Cas de charge décisif: 8 Vent 270 deg sur.(+)



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

D'après les calculs les profils adoptés sont :

- ✓ Pour les poteaux centraux **HEA 550**
- ✓ Pour les poteaux de rives **HEA 500**
- ✓ Pour les traverses de **IPE 600**
- ✓ Pour les poutres porteuses **IPE 600**

Pour 2^{eme} bloc :

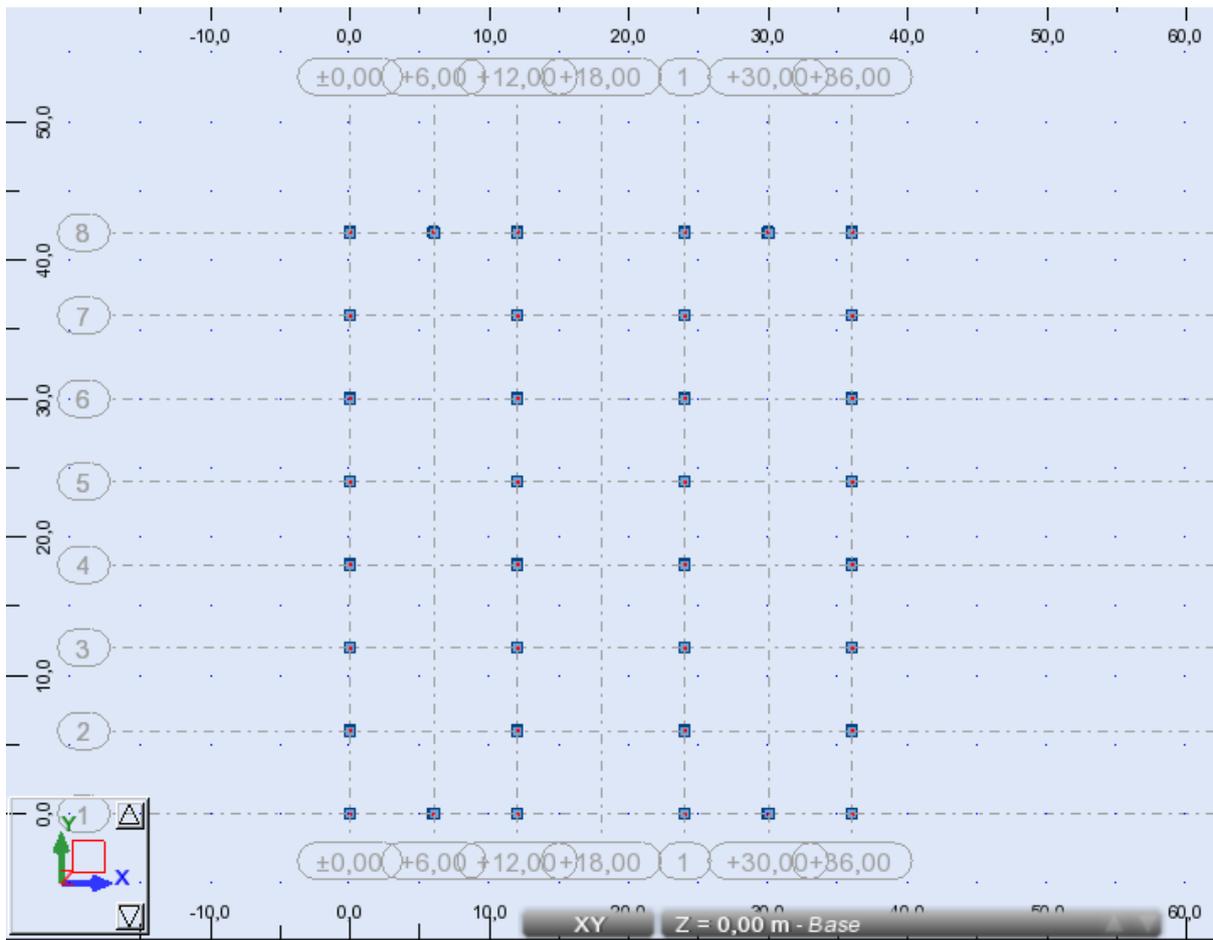


Figure IX. 4: Vue en plan de l'ouvrage Z=0m

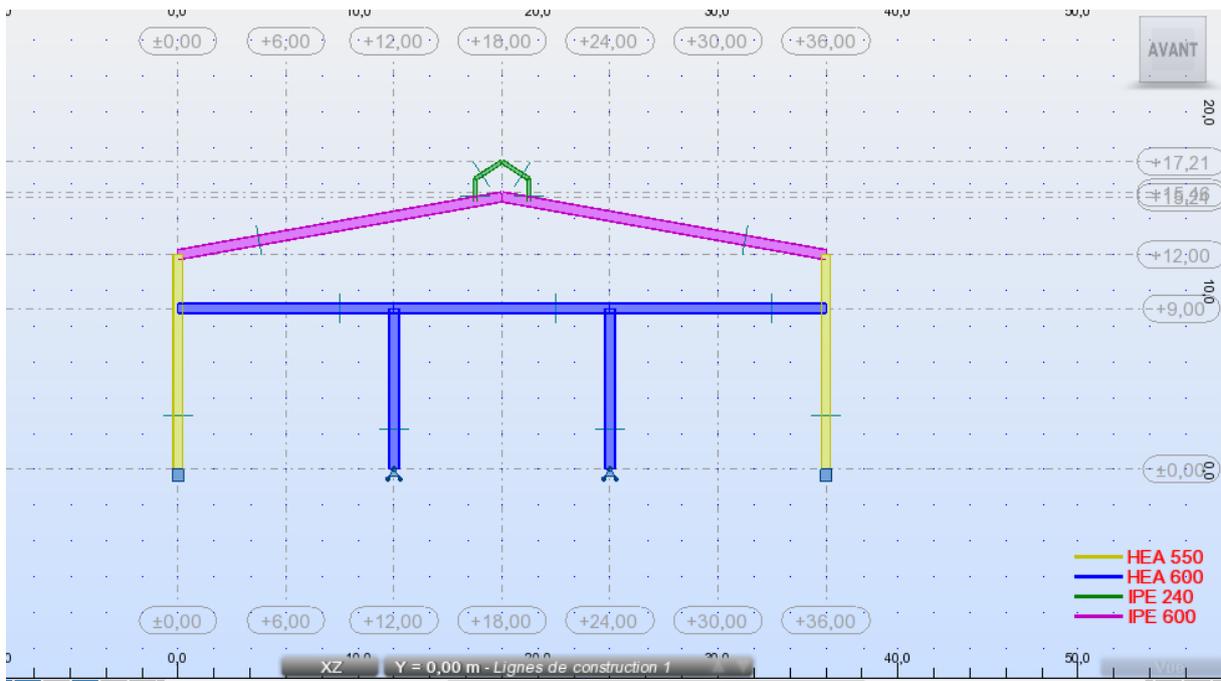


Figure IX. 5: Vue en pignon file 12

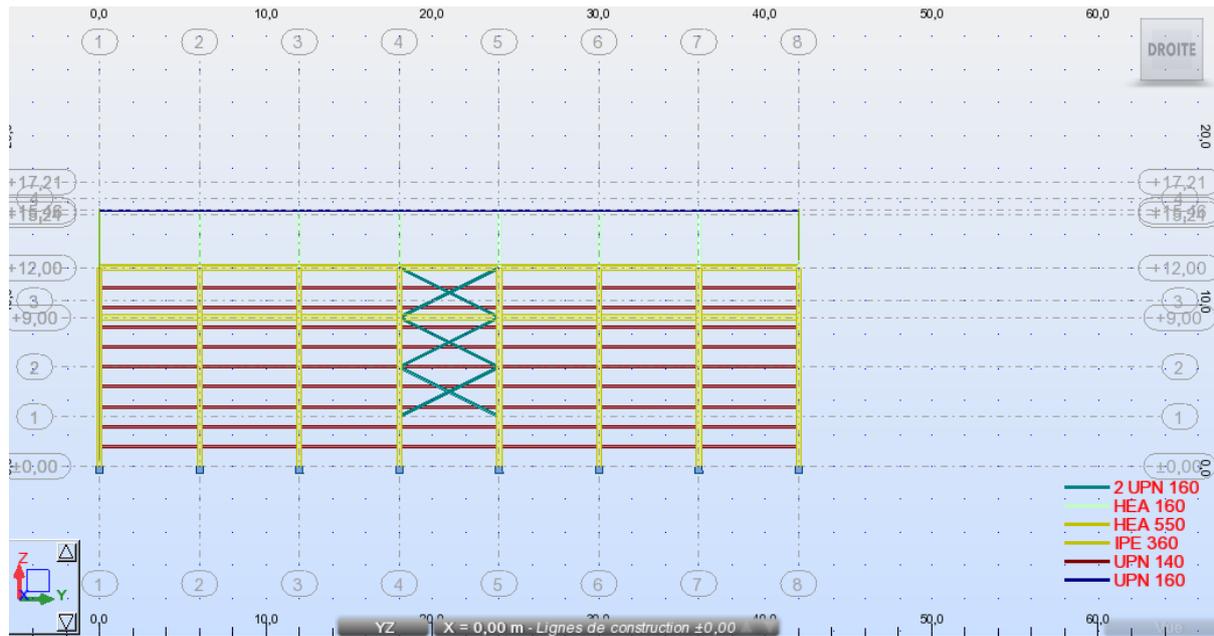


Tableau IX. 6: Vue sur long pan file F

VIII -2-9 Barres :

Tableau IX. 21 Données des barres

Barr e	Nœud 1	Noeud 2	Section	Matéria u	Longueur [m]	Gamm a [Deg]	Type de barre
3	1	6	HEA 550	ACIER	12,00	0,0	POTEAU PORTIQUE
4	5	8	HEA 550	ACIER	12,00	0,0	POTEAU PORTIQUE
11n j k	7	17	IPE 600	ACIER	18,29	0,0	POTEAU PORTIQUE
4	6	17	IPE 600	ACIER	18,29	0,0	POTEAU PORTIQUE
10	8	18	HEA 600	ACIER	9,00	0,0	POUTRES
11	13	19	HEA 600	ACIER	9,00	0,0	POUTRES
932	15	19	HEA 600	ACIER	12,00	0,0	POUTRES
961	20	18	HEA 600	ACIER	12,00	0,0	Barre
962	19	21	HEA 600	ACIER	12,00	0,0	Barre
971	18	23	IPE 240	ACIER	1,27	0,0	Barre

972	22	25	IPE 240	ACIER	1,24	0,0	Barre
973	24	26	IPE 240	ACIER	1,79	0,0	Barre
974	25	26	IPE 240	ACIER	1,79	0,0	Barre

VIII -2-10 Nœuds :**Tableau IX. 32 Données des nœuds**

Nœuds	X [m]	Z [m]	Y[m]	Appui
169	36,00	169	0,0	Encastrement
170	36,00	170	12,00	Encastrement
171	0,0	171	0,0	
172	0,0	172	12,00	
173	24,00	173	0,0	
175	12,00	175	0,0	
181	18,00	181	15,24	
261	6,00	261	0,0	
262	6,00	262	13,08	
514	24,00	514	14,16	
515	12,00	515	14,16	
775	30,00	775	0,0	
776	30,00	776	13,08	
1166	0,0	1166	15,46	

Tableau IX. 43 Symbole des charges

Charges permanentes	G
Charges d'exploitation	QEXP
Charges climatiques :	
Vent	W
Neige	X
	S
Charge sismique	EX
Charge sismique	EY

VIII -2-11 Combinaisons d'action :

Tableau IX. 55 Combinaisons d'action

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Définition
10 (C)	1.35G+1.5QEXP	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+2*1.50
15 (C)	1.35G+1.5WX	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+7*1.50
16 (C)	1.35G+1.35(WX+QP 1)	Combinaison linéaire	ELU	(1+3+7)*1.35
17 (C)	1.35G+1.35(WX+QP 2)	Combinaison linéaire	ELU	(1+4+7)*1.35
18 (C)	1.35G+1.35(WX+QP 3)	Combinaison linéaire	ELU	(1+5+7)*1.35
19 (C)	1.35G+1.35(WX)	Combinaison linéaire	ELU	(1+6+7)*1.35
20 (C)	1.35G+1.5S	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+8*1.50
21 (C)	1.35G+1.35(WX)	Combinaison linéaire	ELU	(1+2+7)*1.35
22 (C)	1.35G+1.35(S)	Combinaison linéaire	ELU	(1+2+8)*1.35
27 (C)	G+Q+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	(1+2)*1.00+9*1.20
31 (C)	G+QEXP+EX	Combinaison linéaire	ACC	(1+2+9)*1.00
36 (C)	G+WX+EX	Combinaison linéaire	ACC	(1+7+9)*1.00
37 (C)	0.8G+EX	Combinaison linéaire	ACC	1*0.80+9*1.00
38 (C)	0.8G+EX	Combinaison linéaire	ACC	1*0.80+9*-1.00
44 (C)	G+WX	Combinaison linéaire	ELS	(1+7)*1.00

VIII -2-13 Réactions

➤ Extrêmes globaux

Tableau IX. 66 Valeur des réactions

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	11432,87	2895,98	15157,03	57,88	356,35	0,22
Noeud	228	261	252	800	228	226
Cas	23 (C)	31 (C)	23 (C)	4	23 (C)	25 (C)

MIN	- 11434,19	-3542,32	-17309,22	-59,96	-356,40	-0,22
Noeud	226	800	228	261	226	228
Cas	31 (C)	4	6	31 (C)	31 (C)	33 (C)

Déplacements

Extrêmes globaux

Tableau IX. 77 Déplacements des nœuds.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	9,6	0,9	3,0	0,015	0,039	0,807
Noeud	1182	1187	724	811	1182	1166
Cas	6	5	6	23 (C)	6	36 (C)
MIN	-9,6	-1,4	-3,3	-0,015	-0,039	-0,807
Noeud	1184	1188	385	392	1184	1188
Cas	2	6	23 (C)	23 (C)	2	36 (C)

VIII -2-14 Efforts

Extrêmes globaux

Tableau IX. 88 Valeurs des efforts

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	151557,0 3	3200,05	69956,95	2,31	361,24	81,14
Barre	145	546	149	961	91	965
Noeud	252	792	255	170	218	1188
Cas	23 (C)	6	31 (C)	36 (C)	6	37 (C)
MIN	- 30164,09	-3542,32	-69959,76	-2,31	-1719,25	-83,45
Barre	88	547	147	932	147	962
Noeud	222	800	253	172	253	1188
Cas	20 (C)	4	23 (C)	36 (C)	23 (C)	37 (C)

VIII -2-15 Contraintes**➤ Extrêmes globaux****Tableau IX. 99 Valeurs des contraintes**

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	F_x/A_x [MPa]
MAX	4796,48	62,24	370,51	4558,70	0,70	0,0	66,92
Barre	962	146	938	962	628	1	145
Noeud	1188	255	251	1188	562	169	252
Cas	37 (C)	22 (C)	8	37 (C)	34 (C)	13	23 (C)
MIN	-15,70	- 4433,73	0,0	0,0	-370,51	-4432,63	-17,54
Barre	13	965	1	1	938	965	816
Noeud	796	1188	169	169	251	1188	181
Cas	29 (C)	37 (C)	13	13	8	37 (C)	31 (C)
Cas	18 (C)	28 (C)	35 (C)	39 (C)	28 (C)	37 (C)	37 (C)

VIII -2-16 Flèches maximales**Extrêmes globaux****Tableau IX. 20 Flèches maximales**

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,0	2496,1	8,1
Barre	964	962	639
Cas	9	36 (C)	6
MIN	0,0	-1935,6	-62,8
Barre	153	963	963
Cas	31 (C)	34 (C)	34 (C)

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: 2 poteau
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 (C) G+WX+EX(1+7+9)*1.00

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 550

h=54.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=157.01 cm ²	Az=83.72 cm ²	Ax=211.76 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=111932.00 cm ⁴	Iz=10819.00 cm ⁴	Ix=352.64 cm ⁴
tf=2.4 cm	Wply=4621.82 cm ³	Wplz=1106.90 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 27173.27 daN	My _{Ed} = 70.35 kN*m	Mz _{Ed} = 6.84 kN*m	Vy _{Ed} = 448.63 daN
Nc,Rd = 497636.00 daN	My _{Ed,max} = -90.57 kN*m		Mz _{Ed,max} = -14.51 kN*m
	Vy,T,Rd = 212964.35 daN		
Nb,Rd = 126936.30 daN	My,c,Rd = 1086.13 kN*m	Mz,c,Rd = 260.12 kN*m	Vz _{Ed} = -1911.55 daN
	MN _{y,Rd} = 1086.13 kN*m	MN _{z,Rd} = 260.12 kN*m	Vz,T,Rd = 113571.66 daN
			Tt _{Ed} = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 12.00 m	Lam _y = 0.56
Lcr,y = 12.00 m	Xy = 0.91
Lamy = 52.19	kzy = 0.52



en z:

Lz = 12.00 m	Lam _z = 1.79
Lcr,z = 12.00 m	Xz = 0.26
Lamz = 167.88	kzz = 0.92

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 52.19 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 167.88 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y N_{Rk}/gM1) + k_{yy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z N_{Rk}/gM1) + k_{zy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

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: 3 poteau
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 (C) G+WX+EX(1+7+9)*1.00

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 600

h=59.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=163.28 cm ²	Az=93.21 cm ²	Ax=226.46 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=141208.00 cm ⁴	Iz=11271.30 cm ⁴	Ix=399.03 cm ⁴
tf=2.5 cm	Wply=5350.39 cm ³	Wplz=1155.66 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 53581.07 daN	My,Ed = -92.18 kN*m	Mz,Ed = 22.05 kN*m	Vy,Ed = 1215.20 daN
Nc,Rd = 532181.00 daN	My,Ed,max = 134.96 kN*m		Mz,Ed,max = 22.05 kN*m
	Vy,T,Rd = 221405.19 daN		
Nb,Rd = 212752.40 daN	My,c,Rd = 1257.34 kN*m	Mz,c,Rd = 271.58 kN*m	Vz,Ed = 2361.20 daN
	MN,y,Rd = 1257.34 kN*m	MN,z,Rd = 271.58 kN*m	Vz,T,Rd = 126426.62 daN
			Tt,Ed = 0.03 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 9.00 m	Lam_y = 0.38
Lcr,y = 9.00 m	Xy = 0.96
Lamy = 36.04	kzy = 0.54



en z:

Lz = 9.00 m	Lam_z = 1.36
Lcr,z = 9.00 m	Xz = 0.40
Lamz = 127.57	kzz = 0.98

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 36.04 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 127.57 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.39 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

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: 10 FERME
12.19 m

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.67 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 20 (C)1.35G+1.5S 1*1.35+8*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600

h=60.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=94.30 cm ²	Az=83.78 cm ²	Ax=155.98 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=92083.50 cm ⁴	Iz=3387.34 cm ⁴	Ix=166.12 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=3512.40 cm ³	Wplz=485.65 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 9459.87 daN	My,Ed = -113.04 kN*m	Mz,Ed = -0.81 kN*m	Vy,Ed = 51.17 daN
Nc,Rd = 366553.00 daN	My,pl,Rd = 825.41 kN*m	Mz,pl,Rd = 114.13 kN*m	Vy,T,Rd = 91688.90 daN
Nb,Rd = 366553.00 daN	My,c,Rd = 825.41 kN*m	Mz,c,Rd = 114.13 kN*m	Vz,Ed = 5409.89 daN
	MN,y,Rd = 825.41 kN*m	MN,z,Rd = 114.13 kN*m	Vz,T,Rd = 94611.66 daN
	Mb,Rd = 643.99 kN*m		Tt,Ed = 7.21 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 1027.90 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.67
Lcr,low=9.14 m	Lam_LT = 0.90	fi,LT = 1.02	XLT,mod = 0.78

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.61 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.38 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

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: 1018 la poutre de monorail **POINT:** 1
0.00 m

COORDONNEE: $x = 0.00 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 (C)1.35G+1.5QEXP 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 220

h=22.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=76.60 cm ²	Az=27.92 cm ²	Ax=91.04 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=8090.97 cm ⁴	Iz=2843.27 cm ⁴	Ix=76.84 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=827.05 cm ³	Wplz=393.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -1985.13 daN	My,Ed = -69.99 kN*m	Mz,Ed = 0.36 kN*m	Vy,Ed = 11.95 daN
Nt,Rd = 213944.00 daN	My,pl,Rd = 194.36 kN*m	Mz,pl,Rd = 92.56 kN*m	Vy,T,Rd = 103927.86 daN
	My,c,Rd = 194.36 kN*m	Mz,c,Rd = 92.56 kN*m	Vz,Ed = 6408.87 daN
	MN,y,Rd = 194.36 kN*m	MN,z,Rd = 92.56 kN*m	Vz,T,Rd = 37880.90 daN
	Mb,Rd = 177.28 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 521.01 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.87
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 0.61	fi,LT = 0.74	XLT,mod = 0.91

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.39 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

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: 971 l'antenneau
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 (C)1.35G+1.5QEXP 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.32 cm ²	Az=19.15 cm ²	Ax=39.12 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm ⁴	Iz=283.63 cm ⁴	Ix=12.95 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=366.65 cm ³	Wplz=73.92 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -37.86 daN	My,Ed = 5.09 kN*m	Mz,Ed = -2.17 kN*m	Vy,Ed = -322.69 daN
Nt,Rd = 91932.00 daN	My,pl,Rd = 86.16 kN*m	Mz,pl,Rd = 17.37 kN*m	Vy,T,Rd = 36951.95 daN
	My,c,Rd = 86.16 kN*m	Mz,c,Rd = 17.37 kN*m	Vz,Ed = -286.72 daN
	MN,y,Rd = 86.16 kN*m	MN,z,Rd = 17.37 kN*m	Vz,T,Rd = 25930.82 daN
			Tt,Ed = 0.01 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

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: 947
3.46 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 (C)1.35G+1.5QEXP 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 160

h=15.2 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=32.53 cm ²	Az=13.21 cm ²	Ax=38.77 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=1672.98 cm ⁴	Iz=615.57 cm ⁴	Ix=12.25 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=245.15 cm ³	Wplz=117.63 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 507.08 daN	My,Ed = -26.11 kN*m	Mz,Ed = -0.17 kN*m	Vy,Ed = 74.42 daN
Nc,Rd = 91109.50 daN	My,pl,Rd = 57.61 kN*m	Mz,pl,Rd = 27.64 kN*m	Vy,T,Rd = 20064.96 daN
Nb,Rd = 91109.50 daN	My,c,Rd = 57.61 kN*m	Mz,c,Rd = 27.64 kN*m	Vz,Ed = -1019.40 daN
	MN,y,Rd = 57.61 kN*m	MN,z,Rd = 27.64 kN*m	Vz,T,Rd = 12301.98 daN
			Tt,Ed = -1.83 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.99 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.66 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

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: 14
6.00 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 (C)1.35G+1.5QEXP 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 160

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.5 cm	Ay=15.15 cm ²	Az=12.24 cm ²	Ax=24.00 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=925.00 cm ⁴	Iz=85.30 cm ⁴	Ix=7.39 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wely=115.62 cm ³	Welz=18.30 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 641.16 daN	My,Ed = 3.12 kN*m	Mz,Ed = -2.09 kN*m	Vy,Ed = 119.44 daN
Nc,Rd = 56400.00 daN	My,el,Rd = 27.17 kN*m	Mz,el,Rd = 4.30 kN*m	Vy,T,Rd = 20554.77 daN
Nb,Rd = 56400.00 daN	My,c,Rd = 27.17 kN*m	Mz,c,Rd = 4.30 kN*m	Vz,Ed = 281.72 daN
			Vz,T,Rd = 16606.71 daN
			Tt,Ed = 0.00 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:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.61 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 * (\tau_{z,Ed} + \tau_{tz,Ed})^2} / (f_y / gM0) = 0.60 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

IX-3- Conclusion :

D'après les calculs les profils adoptés sont :

- ✓ Pour les poteaux centrales **HEA 600**
- ✓ Pour les poteaux de rives **HEA 550**
- ✓ Pour les traverses **IPE 600**
- ✓ Pour les poutres porteuses **IPE 600**
- ✓ Pour la poutre de monorail **HEB 220**
- ✓ Pour l'antenneau **IPE240**

Chapitre X : Etude des assemblages

Chapitre IX : Etude des assemblages

IX.1. Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes et généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration, etc...) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage).
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, travers...).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

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

IX.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

IX.3. Calcul des assemblages :

Pour 1^{ère} bloc :

- L'attache diagonale IPE600-Poteaux HEA500.
- Traverse IPE 600 - Traverse IPE 600.
- Poteaux HEA550 – Traverse IPE 600.
- Ancrage pied de poteau HEA500.
- Poteau poutre stabilité UUPN140
- Poteau poutre stabilité 2 CAE 60x6

Pour 2^{ème} bloc :

- L'attache diagonale IPE600-Poteaux HEA550.
- Traverse IPE 600 - Traverse IPE 600.
- Poteaux HEA600 – Traverse IPE 600.

- Poteau poutre stabilité UUPN140
- Poteau poutre stabilité 2 CAE 60x6

Pour 1^{ere} bloc :



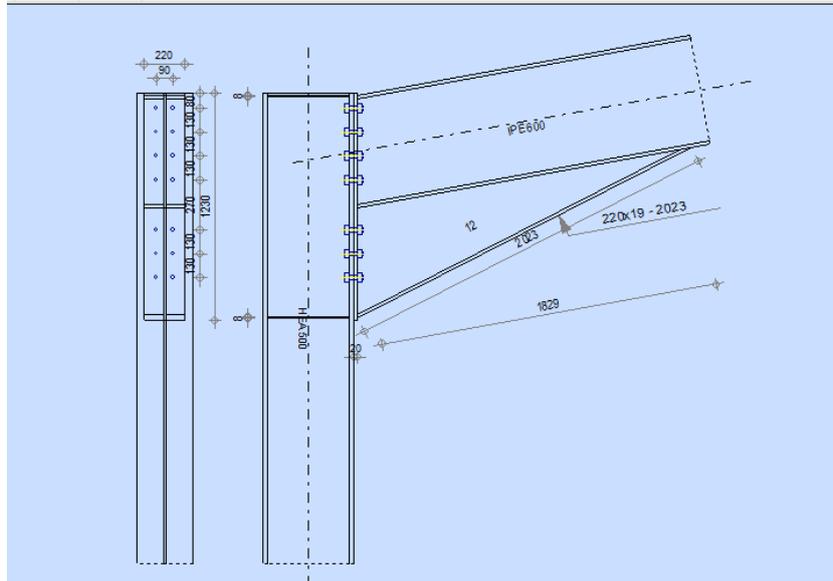
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,79



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 4
 Barres de la structure: 2, 7

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 500
 Barre N°: 2
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 490$ [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
 $t_{fc} = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 197,54$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 600
 Barre N°: 7
 $\alpha = 10,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	155,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	92083,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER			
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	30499,20	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$ 90 [mm]			
Entraxe $p_i =$ 130;130;130;270;130;130 [mm]			

PLATINE

$h_p =$	1230	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER			
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	600	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1829	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	27,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER			
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	444	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E28			
$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	444	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E28			
$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	14	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	9	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas:

Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	717,99	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	8511,33	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-8035,70	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	44,63	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-3967,48	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-3896,76	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-27,66	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	1602,29	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-656,05	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

$A_b =$	155,98	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	366553,00	[daN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILEMENT

$A_{vb} =$	155,78	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	211358,12	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,04 < 1,00	vérifié (0,04)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	3512,40	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	825,41	[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

$W_{pl} =$	7935,09	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	1864,75	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	1864,75	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	1189	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd} =$	156792,07	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$\beta =$	10,2	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	27,2	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	320	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	83,78	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,89		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	205,54	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	0,83		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$	
$F_{c,wb,Rd1} = 201066,01$ [daN]	Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]
Flambement:	
$d_{wb} = 514$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,05$	Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,77$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$	
$F_{c,wb,Rd2} = 154656,27$ [daN]	Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort	
$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$	
$F_{c,wb,Rd3} = 122787,50$ [daN]	Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:	
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$	
$F_{c,wb,Rd,low} = 122787,50$ [daN]	Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 717,99$ [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)]
$V_{c1,Ed} = -3967,48$ [daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 1602,29$ [daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 1064$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 70267,43$ [daN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = \frac{74,7}{2}$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = \frac{74,7}{2}$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 1202$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 9,32$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rc} = 1,32$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,32$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 93011,79$ [daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,76 < 1,00$	vérifié (0,76)

AME EN COMPRESSION 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)]
$b_{eff,c,wc} = 351$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 74,72$ [cm ²]	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)]
$\sigma_{com,Ed} = 11,98$ [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)]
$A_s = 18,99$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 135471,07$ [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{wc} = 390$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,96$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,82$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 4,41$	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]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 120808,25 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 120808,25 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 349 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 74,72 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,84 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 11,98 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 18,99 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 135125,70 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 390 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,96 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,83 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 4,41 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 120671,41 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 120671,41 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	17	-	105	-	130	109	167	109	167	185	131	131	131
2	17	-	105	-	130	109	201	109	201	260	130	130	130
3	17	-	105	-	130	109	201	109	201	260	130	130	130
4	17	-	105	-	200	109	201	109	201	400	200	200	200
5	17	-	105	-	200	109	201	109	201	400	200	200	200
6	17	-	105	-	130	109	201	109	201	260	130	130	130
7	17	-	105	-	130	109	165	109	165	185	129	129	129

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	29	-	65	-	130	181	217	181	217	221	184	184	184
2	29	-	65	-	130	181	197	181	197	260	130	130	130
3	29	-	65	-	130	181	197	181	197	260	130	130	130
4	29	-	65	-	200	181	197	181	197	400	200	200	200
5	29	-	65	-	200	181	197	181	197	400	200	200	200
6	29	-	65	-	130	181	197	181	197	260	130	130	130
7	29	-	65	-	130	181	197	181	197	221	163	163	163

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$
 $N_{j,Rd} = 241342,82$ [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,03 < 1,00$ vérifié (0,03)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 30499,20$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 39629,31$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
 $F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	30230,52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 60335,11$	60335,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 30230,52$	30230,52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 49616,49$	49616,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 51060,81$	51060,81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 79258,61$	79258,61	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 93011,79$	93011,79	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 120808,25$	120808,25	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 156792,07$	156792,07	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 122787,50$	122787,50	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	30230,52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 60998,40$	60998,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 30230,52$	30230,52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 48133,08$	48133,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 51060,81$	51060,81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 79258,61$	79258,61	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 93011,79 - 30230,52$	62781,28	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 120808,25 - 30230,52$	90577,73	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 156792,07 - 30230,52$	126561,55	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 122787,50 - 30230,52$	92556,98	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 109238,55 - 30230,52$	79008,03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 66439,24 - 30230,52$	36208,72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 90516,81 - 30230,52$	60286,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 88470,48 - 30230,52$	58239,96	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$
 $F_{t2,Rd} = 26749,48$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	30230, 52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 60998,40$	60998, 40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 30230,52$	30230, 52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 48133,08$	48133, 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 51060,81$	51060, 81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 79258,61$	79258, 61	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 93011,79 - 56979,99$	36031, 80	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 120808,25 - 56979,99$	63828, 25	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 156792,07 - 56979,99$	99812, 07	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 122787,50 - 56979,99$	65807, 51	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 109055,57 - 26749,48$	82306, 09	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 66200,31 - 26749,48$	39450, 83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 163766,33 - 56979,99$	106786, 34	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 89675,66 - 56979,99$	32695, 67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 84809,10 - 26749,48$	58059, 62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 73320,00 - 26749,48$	46570, 52	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 133828,04 - 56979,99$	76848, 04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 125130,48 - 56979,99$	68150, 48	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$

$F_{t3,Rd} = 23268,44$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$

$F_{t3,Rd} = 23268,44$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	12763, 36	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 60998,40$	60998, 40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 30230,52$	30230, 52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 48133,08$	48133, 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 51060,81$	51060, 81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 79258,61$	79258, 61	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 93011,79 - 80248,43$	12763, 36	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 120808,25 - 80248,43$	40559, 81	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 156792,07 - 80248,43$	76543, 63	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 122787,50 - 80248,43$	42539, 07	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 120169,30 - 23268,44$	96900, 86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 79647,91 - 23268,44$	56379, 47	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 174697,08 - 50017,92$	124679, 16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 99214,09 - 50017,92$	49196, 17	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 229407,84 - 80248,43$	149159, 41	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 113121,39 - 80248,43$	32872, 96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 91696,52 - 23268,44$	68428, 08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 93060,00 - 23268,44$	69791, 56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 135007,75 - 50017,92$	84989, 83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 129720,00 - 50017,92$	79702, 08	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 182213,32 - 80248,43$	101964, 89	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 181530,48 - 80248,43$	101282, 05	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0, 00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 60998,40$	60998, 40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 30230,52$	30230, 52	Ame du poteau - traction

$F_{t,ep,Rd(5)} = 48133,08$	48133,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 51060,81$	51060,81	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 79258,61$	79258,61	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum^4 F_{tj,Rd} = 93011,79 - 93011,79$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum^4 F_{tj,Rd} = 120808,25 - 93011,79$	27796,45	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum^4 F_{tj,Rd} = 156792,07 - 93011,79$	63780,28	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum^4 F_{tj,Rd} = 122787,50 - 93011,79$	29775,71	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{tj,Rd} = 121996,80 - 12763,36$	109233,44	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{tj,Rd} = 91000,94 - 12763,36$	78237,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{tj,Rd} = 182995,20 - 36031,80$	146963,40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{tj,Rd} = 107254,77 - 36031,80$	71222,97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 240338,59 - 62781,28$	177557,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 118652,23 - 62781,28$	55870,95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 295049,36 - 93011,79$	202037,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 126741,49 - 93011,79$	33729,70	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{tj,Rd} = 96770,56 - 12763,36$	84007,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{tj,Rd} = 112800,00 - 12763,36$	100036,64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{tj,Rd} = 140081,80 - 36031,80$	104050,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{tj,Rd} = 149460,00 - 36031,80$	113428,20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 183393,03 - 62781,28$	120611,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{tj,Rd} = 186120,00 - 62781,28$	123338,72	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 230598,60 - 93011,79$	137586,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{tj,Rd} = 237930,48 - 93011,79$	144918,69	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	1129	30230,52	60335,11	30230,52	49616,49	51060,81	60998,40	79258,61
2	999	26749,48	60998,40	30230,52	48133,08	51060,81	60998,40	79258,61
3	869	23268,44	60998,40	30230,52	48133,08	51060,81	60998,40	79258,61
4	739	12763,36	60998,40	30230,52	48133,08	51060,81	60998,40	79258,61
5	469	-	60998,40	30230,52	48133,08	51060,81	60998,40	79258,61
6	339	-	60998,40	30230,52	48133,08	51060,81	60998,40	79258,61
7	209	-	60032,97	30230,52	48133,08	51060,81	60998,40	79258,61

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 905,02$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,79 < 1,00 **vérifié** (0,79)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,88$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 6286,22$ [daN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 30499,20$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 35040,00$ [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 35040,00$ [daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	60998,40	-1147,96	30230,52	23983,12	22835,16	9210,60
2	60998,40	-1147,96	26749,48	21221,47	20073,51	9617,18
3	60998,40	-1147,96	23268,44	18459,82	17311,86	10023,76
4	60998,40	-1147,96	12763,36	10125,70	8977,74	11250,72
5	60998,40	-1147,96	0,00	0,00	-1147,96	12572,45
6	60998,40	-1147,96	0,00	0,00	-1147,96	12572,45
7	60998,40	-1147,96	0,00	0,00	-1147,96	12572,45

$F_{tj,Rd,N}$	– 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]
$V_{j,Rd} = 77819,61$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,11 < 1,00$	vérifié (0,11)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	296,16 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	98,00 [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	198,16 [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	387942,76 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	-79,64 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-79,64 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	4,30 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	159,29 < 365,00	vérifié	(0,44)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	159,46 < 365,00	vérifié	(0,44)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	79,64 < 262,80	vérifié	(0,30)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	5 [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17 [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24 [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	74 [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	8 [mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	74,29	6177,37
1	1129	2	227	54	2	17,74	2002,87
2	999	2	227	39	2	15,52	1550,59
3	869	2	227	39	2	13,50	1173,28
4	739	2	227	54	2	11,61	858,10
5	469	2	227	54	2	7,37	345,60
6	339	2	227	39	2	5,27	178,53
7	209	2	227	49	2	3,27	68,40

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$Z_{eq} = 832 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$k_{eq} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 74,72 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 832 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 358720,50 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,60 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 224268,11 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 84585,24 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 5286,58 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} > S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 230 [mm] > 120 [mm]

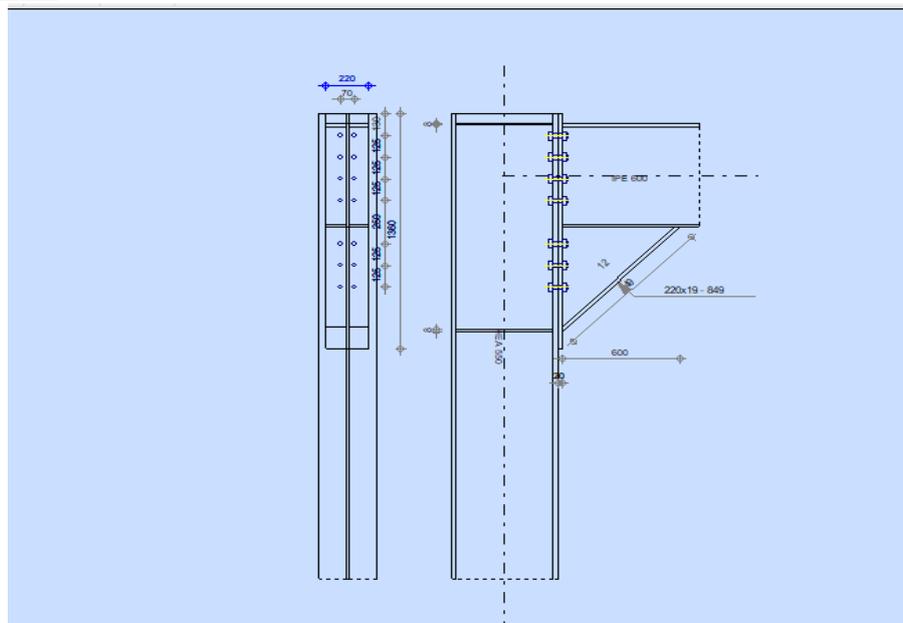
Entraxe des boulons trop grand. 270 [mm] > 200 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,79

IX.3.1 L'attache de la diagonale IPE 600 avec le poteau en HEA550:

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,83
--	---



GENERAL

Assemblage N°: 9
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 6
 Barres de la structure: 3, 12

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 550
 Barre N°: 3
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 540$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 211,76$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 111932,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 600
 Barre N°: 12
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 $d = 24$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 30499,20$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 125; 125; 125; 250; 125; 125$ [mm]

PLATINE

$h_p = 1360$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 220$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	19	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	600	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	600	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	45,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	492	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	492	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	14	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	9	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	416,07	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	12470,86	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	398,34	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	-107,93	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-1008,06	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-18876,56	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	8,15	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	1009,90	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-2276,28	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE**

TRACTION

$A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

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

$N_{tb,Rd} = 366553,00$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 155,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 211358,12$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,06 < 1,00$ **vérifié** (0,06)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 825,41$ [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

$W_{pl} = 8375,09$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 1968,15$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1968,15$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 1177$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 167208,01$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 45,0$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 281$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 83,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,91$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 115,87$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

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

$F_{c,wb,Rd1} = 72119,67$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 514$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,99$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,81$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 58209,37$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 122787,50$ [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 58209,37$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = 416,07$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -1008,06$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 1009,90$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 1104$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 38694,26$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} =$	$83,7$	[cm ²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	$83,7$	[cm ²] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	1232	[mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	$10,1$	[kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	$1,13$	[kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	$1,13$	[kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	$104061,31$	[daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq$	$1,0$	$0,37 < 1,00$	vérifié (0,37)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	13	[mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	361	[mm] Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	$83,72$	[cm ²] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	$0,85$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	$30,03$	[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)]
$A_s =$	$19,91$	[cm ²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	$137221,93$	[daN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	438	[mm] Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	$0,99$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	$0,80$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	$4,95$	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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	$119548,16$	[daN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} =$	$119548,16$	[daN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	7	-	115	-	125	45	83	45	83	147	59	59	59
2	7	-	115	-	125	45	172	45	172	250	125	125	125
3	7	-	115	-	125	45	172	45	172	250	125	125	125
4	7	-	115	-	188	45	172	45	172	375	188	188	188
5	7	-	115	-	188	45	172	45	172	375	188	188	188
6	7	-	115	-	125	45	172	45	172	250	125	125	125
7	7	-	115	-	125	45	78	45	78	147	54	54	54

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	19	-	75	-	125	118	218	118	218	184	196	184	196
2	19	-	75	-	125	118	169	118	169	250	125	125	125
3	19	-	75	-	125	118	169	118	169	250	125	125	125
4	19	-	75	-	188	118	169	118	169	375	188	188	188
5	19	-	75	-	188	118	169	118	169	375	188	188	188
6	19	-	75	-	125	118	169	118	169	250	125	125	125
7	19	-	75	-	125	118	169	118	169	184	147	147	147

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 30499,20$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 43972,24$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$
 $N_{j,Rd} = 366553,00$ [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ vérifié (0,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 30499,20$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 43972,24$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
 $F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	13158,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 60998,40$	60998,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 13158,23$	13158,23	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 60998,40$	60998,40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 33342,23$	33342,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 87944,49$	87944,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 104061,31$	104061,31	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 119548,16$	119548,16	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 167208,01$	167208,01	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 58209,37$	58209,37	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	13158,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 60998,40$	60998,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 13158,23$	13158,23	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 55844,05$	55844,05	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 33342,23$	33342,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 87944,49$	87944,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 104061,31 - 13158,23$	90903,08	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 119548,16 - 13158,23$	106389,93	Ame du poteau - compression

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 167208,01 - 13158,23$	154049,79	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 58209,37 - 13158,23$	45051,14	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 121996,80 - 13158,23$	108838,57	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 51587,14 - 13158,23$	38428,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 109430,60 - 13158,23$	96272,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 90426,88 - 13158,23$	77268,65	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$

$F_{t2,Rd} = 11748,29$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	13158,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 60998,40$	60998,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 13158,23$	13158,23	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 55844,05$	55844,05	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 33342,23$	33342,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 87944,49$	87944,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ii,Rd} = 104061,31 - 24906,52$	79154,79	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 119548,16 - 24906,52$	94641,64	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 167208,01 - 24906,52$	142301,49	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 58209,37 - 24906,52$	33302,84	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 121996,80 - 11748,29$	110248,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 67572,42 - 11748,29$	55824,12	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 182995,20 - 24906,52$	158088,68	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 80338,98 - 24906,52$	55432,46	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 100251,40 - 11748,29$	88503,11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 70500,00 - 11748,29$	58751,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 159556,30 - 24906,52$	134649,77	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 125676,88 - 24906,52$	100770,36	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$

$F_{t3,Rd} = 10338,36$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$

$F_{t3,Rd} = 10338,36$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	13158,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 60998,40$	60998,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 13158,23$	13158,23	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 55844,05$	55844,05	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 33342,23$	33342,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 87944,49$	87944,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 104061,31 - 35244,88$	68816,43	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 119548,16 - 35244,88$	84303,28	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 167208,01 - 35244,88$	131963,13	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 58209,37 - 35244,88$	22964,48	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 121996,80 - 10338,36$	111658,44	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 81042,44 - 10338,36$	70704,08	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 182995,20 - 22086,66$	160908,54	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 103069,96 - 22086,66$	80983,31	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 243993,60 - 35244,88$	208748,72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 111392,83 - 35244,88$	76147,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 108370,25 - 10338,36$	98031,89	Platine d'about - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 88125,00 - 10338,36$	77786,64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 158495,95 - 22086,66$	136409,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 123375,00 - 22086,66$	101288,34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 217800,85 - 35244,88$	182555,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 178551,88 - 35244,88$	143306,99	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$

$F_{t4,Rd} = 8928,43$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$

$F_{t4,Rd} = 8928,43$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	13158,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 60998,40$	60998,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 13158,23$	13158,23	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 55844,05$	55844,05	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 33342,23$	33342,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 87944,49$	87944,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^4 F_{ii,Rd} = 104061,31 - 44173,31$	59888,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 119548,16 - 44173,31$	75374,85	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 167208,01 - 44173,31$	123034,70	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 58209,37 - 44173,31$	14036,05	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 121996,80 - 8928,43$	113068,37	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 92849,41 - 8928,43$	83920,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 182995,20 - 19266,79$	163728,41	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 111844,57 - 19266,79$	92577,78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 243993,60 - 31015,09$	212978,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 125735,92 - 31015,09$	94720,84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 304992,00 - 44173,31$	260818,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 130908,35 - 44173,31$	86735,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 116489,10 - 8928,43$	107560,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 105750,00 - 8928,43$	96821,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 166614,80 - 19266,79$	147348,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 141000,00 - 19266,79$	121733,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 216740,50 - 31015,09$	185725,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 176250,00 - 31015,09$	145234,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 276045,40 - 44173,31$	231872,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 231426,88 - 44173,31$	187253,56	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$

$F_{t5,Rd} = 6108,56$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$

$F_{t5,Rd} = 6108,56$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	7927,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 60998,40$	60998,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 13158,23$	13158,23	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 55844,05$	55844,05	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 33342,23$	33342,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 87944,49$	87944,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^5 F_{ii,Rd} = 104061,31 - 50281,88$	53779,43	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 119548,16 - 50281,88$	69266,29	Ame du poteau - compression

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 167208,01 - 50281,88$	116926,14	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 58209,37 - 50281,88$	7927,49	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 121996,80 - 6108,56$	115888,24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 81042,44 - 6108,56$	74933,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 182995,20 - 15036,99$	167958,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 111844,57 - 15036,99$	96807,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 243993,60 - 25375,35$	218618,25	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 125735,92 - 25375,35$	100360,57	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 304992,00 - 37123,65$	267868,35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 135846,64 - 37123,65$	98722,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 365990,40 - 50281,88$	315708,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 139630,27 - 50281,88$	89348,39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 108370,25 - 6108,56$	102261,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 88125,00 - 6108,56$	82016,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 166614,80 - 15036,99$	151577,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 141000,00 - 15036,99$	125963,01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 216740,50 - 25375,35$	191365,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 176250,00 - 25375,35$	150874,65	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 266866,20 - 37123,65$	229742,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 211500,00 - 37123,65$	174376,35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 326171,10 - 50281,88$	275889,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 266676,88 - 50281,88$	216395,00	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$

$F_{t6,Rd} = 4698,63$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$

$F_{t6,Rd} = 4698,63$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$	3228,86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)} = 60998,40$	60998,40	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)} = 13158,23$	13158,23	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)} = 55844,05$	55844,05	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 33342,23$	33342,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 87944,49$	87944,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^6 F_{ii,Rd} = 104061,31 - 54980,51$	49080,80	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 0^0 F_{ij,Rd} = 119548,16 - 54980,51$	64567,66	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 167208,01 - 54980,51$	112227,51	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 58209,37 - 54980,51$	3228,86	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 121996,80 - 4698,63$	117298,17	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 50287,04 - 4698,63$	45588,41	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 182995,20 - 10807,19$	172188,01	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 91331,88 - 10807,19$	80524,69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 243993,60 - 19735,62$	224257,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 118386,40 - 19735,62$	98650,78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 304992,00 - 30073,98$	274918,02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 130493,49 - 30073,98$	100419,51	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 365990,40 - 41822,28$	324168,12	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 139326,06 - 41822,28$	97503,79	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 426988,80 - 54980,51$	372008,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 142644,63 - 54980,51$	87664,13	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 103110,58 - 4698,63$	98411,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 76706,91 - 4698,63$	72008,28	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t,Rd,comp} - Formule	F_{t,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 161355,13 - 10807,19$	150547,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 129581,91 - 10807,19$	118774,72	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 219599,68 - 19735,62$	199864,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 182456,91 - 19735,62$	162721,29	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 269725,38 - 30073,98$	239651,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 217706,91 - 30073,98$	187632,93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 319851,08 - 41822,28$	278028,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 252956,91 - 41822,28$	211134,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 379155,97 - 54980,51$	324175,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 308133,79 - 54980,51$	253153,28	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	1167	13158,23	60998,40	13158,23	60998,40	33342,23	60998,40	87944,49
2	1042	11748,29	60998,40	13158,23	55844,05	33342,23	60998,40	87944,49
3	917	10338,36	60998,40	13158,23	55844,05	33342,23	60998,40	87944,49
4	792	8928,43	60998,40	13158,23	55844,05	33342,23	60998,40	87944,49
5	542	6108,56	60998,40	13158,23	55844,05	33342,23	60998,40	87944,49
6	417	4698,63	60998,40	13158,23	55844,05	33342,23	60998,40	87944,49
7	292	3228,86	60998,40	13158,23	55844,05	33342,23	60998,40	87944,49

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 503,37 \text{ [kN*m]}$ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,83 < 1,00 **vérifié** (0,83)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,89$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 6352,94 \text{ [daN]}$ Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 30499,20 \text{ [daN]}$ Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 32180,68 \text{ [daN]}$ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 32180,68 \text{ [daN]}$ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	60998,40	56,91	13158,23	10876,26	10933,17	11079,19
2	60998,40	56,91	11748,29	9710,84	9767,75	11252,59
3	60998,40	56,91	10338,36	8545,43	8602,34	11425,99
4	60998,40	56,91	8928,43	7380,01	7436,92	11599,38
5	60998,40	56,91	6108,56	5049,18	5106,09	11946,17
6	60998,40	56,91	4698,63	3883,77	3940,67	12119,57
7	60998,40	56,91	3228,86	2668,89	2725,80	12300,32

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]

$V_{j,Rd} = 81723,22 \text{ [daN]}$ Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,15 < 1,00 **vérifié** (0,15)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	355,28	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	159,60	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	195,68	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	602438,13	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} =$	30,16	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	27,73	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	6,37	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	60,33	<	365,00	vérifié (0,17)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	56,54	<	365,00	vérifié (0,15)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	30,16	<	262,80	vérifié (0,11)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	75	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	8	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	37,11	3207,05
1	1167	1	1529	128	1	8,38	977,64
2	1042	1	1529	128	1	7,48	779,35
3	917	1	1529	128	1	6,58	603,51
4	792	1	1529	128	1	5,69	450,12
5	542	1	1529	128	1	3,89	210,70
6	417	1	1529	128	1	2,99	124,66
7	292	1	1529	128	1	2,09	61,07

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$
 $Z_{eq} = 864$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$
 $k_{eq} = 4$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 83,72$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$Z = 864$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 4$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 =$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 310856,41$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,79$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 173960,88$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 257833,80$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 16114,61$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

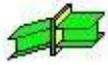
AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

REMARQUES

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.	1 [mm] < 12 [mm]
Pince du boulon trop grande.	405 [mm] > 120 [mm]
Entraxe des boulons trop grand.	250 [mm] > 200 [mm]
Pince du boulon à l'âme du profil trop faible.	29 [mm] < 31 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,83

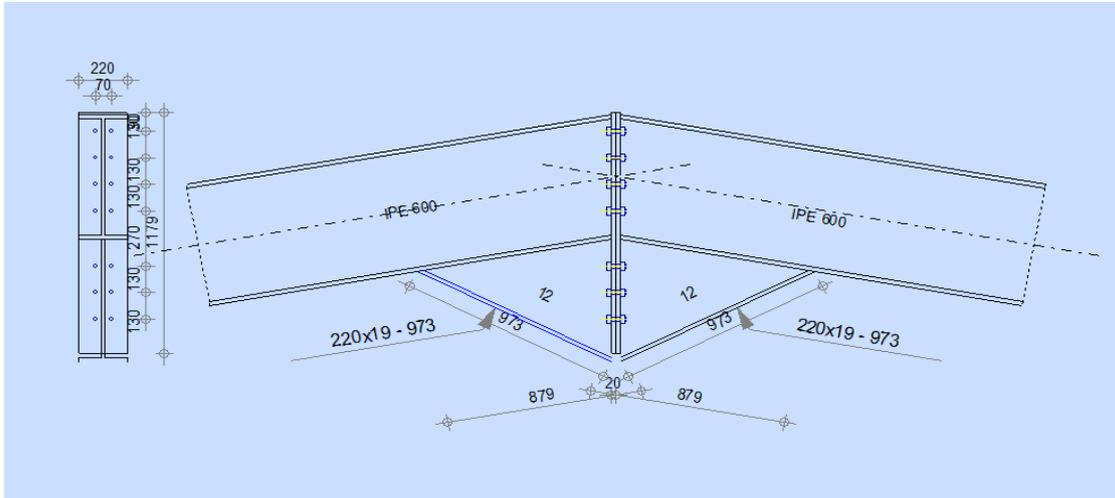
Assemblage Poteau poutre IPE 600 - poutre IPE 600



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,81**GENERAL**

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 13
 Barres de la structure: 7, 8

GEOMETRIE**GAUCHE****POUTRE**

Profilé: IPE 600
 Barre N°: 7
 $\alpha = -169,8$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé: IPE 600
 Barre N°: 8

$\alpha =$	-10,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	600	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	220	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	155,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	92083,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER			
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	21168,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	130;130;130;270;130;130	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	1179	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER			
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_{rd} =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	600	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1829	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	27,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER			
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	14	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 312,15$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = -42561,63$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 7951,36$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

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

$N_{tb,Rd} = 366553,00$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILEMENT

$A_{vb} = 155,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 211358,12$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,20 < 1,00$ **vérifié** (0,20)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 825,41$ [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

$W_{pl} = 7935,09$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 1864,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1864,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 1189$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 156792,07$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$\beta = 10,2$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 27,2$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 286$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 83,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,91$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 82,02$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

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

$F_{c,wb,Rd1} = 107057,61$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 514$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,00$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,80$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 85905,84$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 122787,50$ [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 85905,84$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

$B_{p,Rd} = 66048,84$	66048,84	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 156792,07 - 33342,23$	123449,84	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 85905,84 - 33342,23$	52563,61	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 77045,01 - 33342,23$	43702,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 76224,26 - 33342,23$	42882,03	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$

$F_{t2,Rd} = 29287,38$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	23276,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 42282,45$	42282,45	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 33342,23$	33342,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 66048,84$	66048,84	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 156792,07 - 62629,61$	94162,46	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 85905,84 - 62629,61$	23276,23	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 75901,77 - 29287,38$	46614,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 73320,00 - 29287,38$	44032,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 114995,90 - 62629,61$	52366,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 112884,26 - 62629,61$	50254,65	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 42282,45$	42282,45	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 33342,23$	33342,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 66048,84$	66048,84	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 156792,07 - 85905,84$	70886,23	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 85905,84 - 85905,84$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 83672,25 - 23276,23$	60396,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 93060,00 - 23276,23$	69783,77	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 121623,14 - 52563,61$	69059,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 129720,00 - 52563,61$	77156,39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 160717,26 - 85905,84$	74811,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 169284,26 - 85905,84$	83378,42	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	1069	33342,23	-	-	41259,90	33342,23	42336,00	66048,84
2	939	29287,38	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84
3	809	23276,23	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84
4	679	-	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84
5	409	-	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84
6	279	-	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84
7	149	-	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 819,71$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,38 < 1,00 **vérifié** (0,38)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,84$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 4173,62$ [daN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 21168,00$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 29200,00$ [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 29200,00$ [daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	42336,00	1135,91	33342,23	12696,89	13832,80	6399,13
2	42336,00	1135,91	29287,38	11152,78	12288,69	6616,59
3	42336,00	1135,91	23276,23	8863,71	9999,62	6938,97
4	42336,00	1135,91	0,00	0,00	1135,91	8187,27
5	42336,00	1135,91	0,00	0,00	1135,91	8187,27
6	42336,00	1135,91	0,00	0,00	1135,91	8187,27
7	42336,00	1135,91	0,00	0,00	1135,91	8187,27

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

$V_{j,Rd} = 52703,78$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,81 < 1,00$$

vérifié

$$(0,81)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 296,16$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 98,00$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 198,16$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{wy} = 387942,76$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 33,77$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 32,86$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{\parallel} = -21,48$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
 $\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]
 $\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 67,55 < 365,00 **vérifié** (0,19)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 75,53 < 365,00 **vérifié** (0,21)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ 33,77 < 262,80 **vérifié** (0,13)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]
 $h_{head} = 14$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $h_{nut} = 20$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $L_b = 64$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $k_{10} = 6$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	242,16	19042,09
1	1069	∞	∞	128	6	59,75	6386,56
2	939	∞	∞	128	6	52,48	4927,64
3	809	∞	∞	128	6	45,21	3657,62
4	679	∞	∞	128	6	37,95	2576,52
5	409	∞	∞	128	6	22,86	934,78
6	279	∞	∞	128	6	15,59	434,95
7	149	∞	∞	128	6	8,33	124,02

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{\text{eq}} = \sum k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum k_{\text{eff},j} h_j$$

$$z_{\text{eq}} = 786 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum k_{\text{eff},j} h_j / z_{\text{eq}}$$

$$k_{\text{eq}} = 31 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = E z_{\text{eq}}^2 k_{\text{eq}} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = 3998839,86 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,\text{ini}} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 3998839,86 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,\text{rig}} = 84585,24 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{pin}} = 5286,58 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{ini}} \text{ B } S_{j,\text{rig}} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULONS EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Hauteur de la platine trop faible. 1182 [mm] > 1179 [mm]

Pince du boulon trop grande. 169 [mm] > 120 [mm]

Entraxe des boulons trop grand. 270 [mm] > 200 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,81

Assemblage Poteau poutre stabilité

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015	
	Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.9 Classe du boulon
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 100;100 [mm]
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 24 [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 26$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 3,53$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 4,52$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 80;80 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 120$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 24 [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 26$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 3,53$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 4,52$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 80;80 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 120$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 800$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 600$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 12$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 80$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 80$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 80$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 80$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 80$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 80$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 80$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 80$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres

(0; -30)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 400$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 159: $ELU/140=1*1.35 + 12*1.35 + 13*1.35 + 8*1.50 (1+12+13)*1.35+8*1.50$

- $N_{b1,Ed} = -30161,86$ [daN] Effort axial
- $N_{b2,Ed} = 28261,56$ [daN] Effort axial
- $N_{b3,Ed} = -30514,30$ [daN] Effort axial
- $N_{b4,Ed} = 28054,91$ [daN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1-3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 26057,63$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,51$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,51 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 12578,4$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,90$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,90 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 22012,31$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,54$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,54 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 12512,6$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,54$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,54 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 12512,68$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 117,48$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = 117,48$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 117,48$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{NSd} = 117,48$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
$F_{Rdx} = 12512,6$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 12512,6$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 117,48 < 12512,68$	vérifié (0, 01)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 12512,68$	vérifié (0, 00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$117,48 < 26057,63$	vérifié (0, 00)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 20,40$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 18,58$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 48828,24$ [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 47940,00$ [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 176,22 < 48828,24$	vérifié (0, 00)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 176,22 < 47940,00$	vérifié (0, 00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 3,99$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 12,25$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 22445,8$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 176,22 < 22445,87$	vérifié (0, 01)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 34743,50$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,51$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,51 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 12578,4$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,90$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,90 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 22012,31$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,78$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,78 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 18094,1$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 23328,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$	

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 9420,52$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = 9420,52$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 9420,52$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 12578,46$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 22012,31$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 9420,52 < 12578,46$	vérifié (0,75)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 22012,31$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$9420,52 < 34743,50$	vérifié (0,27)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 20,40$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 18,58$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 48828,24$ [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 47940,00$ [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 14130,78 < 48828,24$	vérifié (0,29)
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 14130,78 < 47940,00$	vérifié (0,29)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 3,99$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 9,45$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 18646,9$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 14130,78 < 18646,91$	vérifié (0,76)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 34743,50$ [daN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
-----------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,51$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,51 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 12578,4$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,90$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,90 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 22012,31$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,78$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 18094,1$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 23328,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 9351,64$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = 9351,64$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 9351,64$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 12578,4$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 22012,3$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 9351,64 < 12578,46$	vérifié (0,74)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 22012,31$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$9351,64 < 34743,50$	vérifié (0,27)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 20,40$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 18,58$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{u,Rd} = 48828,24$ [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 47940,00$ [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 14027,46 < 48828,24$	vérifié (0,29)
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 14027,46 < 47940,00$	vérifié (0,29)

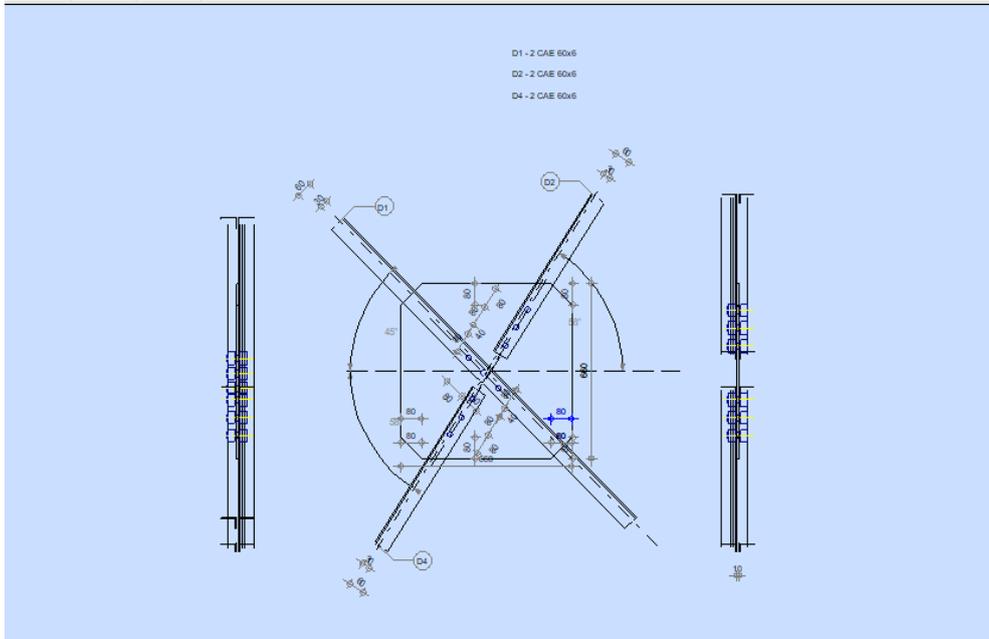
VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 3,99$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 9,45$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 18646,9$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 14027,46 < 18646,91$	vérifié (0,75)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,76

Assemblage Poteau poutre contreventement

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,80
---	---	---



GENERAL

Assemblage N°: 8
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 1271
 Barres de la structure: 833, 761, 833, 761,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1-3	Barre 2	Barre 4	
Barre N° :	833	761	761	
Profilé :	2 CAE 60x6	2 CAE 60x6	2 CAE 60x6	
h	60	60	60	mm
b _f	60	60	60	mm
t _w	6	6	6	mm
t _f	6	6	6	mm
r	8	8	8	mm
A	13,82	13,82	13,82	cm ²
Matériau :	ACIER	ACIER	ACIER	
f _y	235,00	235,00	235,00	MPa
f _u	365,00	365,00	365,00	MPa
Angle	α			
	45,0	57,7	57,7	Deg
Longueur	l			
	0,00	0,00	0,00	m

BOULONS

Barre 1-3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6.9	Classe du boulon
d =	24 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	26 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,53 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	4,52 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	410,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	600,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	80;80 [mm]	
e ₂ =	30 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6.9	Classe du boulon
d =	24 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	26 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,53 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	4,52 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	410,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	600,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	80;80 [mm]	
e ₁ =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	30 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	80 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	24 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	26 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	3,53 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	4,52 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	80;80 [mm]	
e ₁ =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	30 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	80 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l _p =	660 [mm]	Longueur de la platine
h _p =	660 [mm]	Hauteur de la platine
t _p =	10 [mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

h ₁ =	80 [mm]	Grugeage
v ₁ =	80 [mm]	Grugeage
h ₂ =	80 [mm]	Grugeage
v ₂ =	80 [mm]	Grugeage
h ₃ =	80 [mm]	Grugeage
v ₃ =	80 [mm]	Grugeage
h ₄ =	80 [mm]	Grugeage
v ₄ =	80 [mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres

(0; -0)

e _v =	330 [mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e _H =	330 [mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Ca 143: $ELU/124 = 1 \cdot 1.35 + 12 \cdot 1.35 + 13 \cdot 1.35 + 14 \cdot 1.05 + 15 \cdot 1.05 + 8 \cdot 1.50$
 s: $(1+12+13) \cdot 1.35 + (14+15) \cdot 1.05 + 8 \cdot 1.50$

$N_{b1,Ed} = 11281,38$ [daN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -9323,48$ [daN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = 7108,04$ [daN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -13619,94$ [daN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1-3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 26057,63$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 1,53$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $1,53 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,51$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,51 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 6601,6$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$
 = $\frac{6601,6}{2}$]

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,38$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,38 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 8086,15$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,78$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,78 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 13589,2$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$
 = $\frac{13589,2}{3}$]

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 17520,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e =$	13 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 =$	0,55 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	1391,12 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	342,34 [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} =$	1391,12 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	342,34 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	1432,62 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} =$	6601,62 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	8086,15 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	1391,12 < 6601,62	vérifié	(0,21)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	342,34 < 8086,15	vérifié	(0,04)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	1432,62 < 26057,63	vérifié	(0,05)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 =$	0,55	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A =$	6,91 [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} =$	5,35 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{r1}$
$N_{u,Rd} =$	8532,02 [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	14614,65 [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	2086,67 < 8532,02	vérifié	(0,24)
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	2086,67 < 14614,65	vérifié	(0,14)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	1,02 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	8,10 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	12479,06 [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	2086,67 < 12479,06	vérifié	(0,17)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 26057,63$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 1,53$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $1,53 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,51$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,51 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 6601,62$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,38$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,38 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 8086,15$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la platine		
Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,78$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 13589,2$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 17520,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 13$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -1,22$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b2,Ed} * e$
$F_{NSd} = -3107,83$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{MSd} = -764,81$ [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 / x_{max} / \sum x_{i2}$
$F_{x,Ed} = -3107,83$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -764,81$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 3200,55$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 6601,62$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 8086,15$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -3107,83 < 6601,62$	vérifié (0,47)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -764,81 < 8086,15$	vérifié (0,09)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$3200,55 < 26057,63$	vérifié (0,12)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,55$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 6,91$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 5,35$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_2$
$N_{u,Rd} = 8532,02$ [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 14614,65$ [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y2}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -4661,74 < 8532,02$	vérifié (0,55)
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -4661,74 < 14614,65$	vérifié (0,32)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,02$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 8,10$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 12479,0$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -4661,74 < 12479,06$	vérifié (0,37)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 34743,50$ [daN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la barre		

Direction x

$k_{1x} = 1,53$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$1,53 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,51$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,51 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 6601,6$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_M$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,38$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,38 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 8086,15$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_M$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,78$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 13589,2$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_M$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 17520,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_M$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 13$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -1,79$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} * e$
$F_{NSd} = 4539,98$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{MSd} = 1117,25$ [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} = 4539,98$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 1117,25$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 4675,43$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 6601,62$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 8086,15$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -4539,98 < 6601,62$	vérifié (0,69)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -1117,25 < 8086,15$	vérifié (0,14)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$4675,43 < 34743,50$	vérifié (0,13)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,55$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 6,91$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 5,35$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f4}$

$\beta_3 =$	0,55	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$N_{u,Rd} =$	8532,02 [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	14614,65 [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	-6809,97 < 8532,02	vérifié	(0,80)
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	-6809,97 < 14614,65	vérifié	(0,47)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	1,02 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	8,10 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	12479,0 [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	-6809,97 < 12479,06	vérifié	(0,55)

REMARQUES

Pince boulon-extrémité extérieur de la barre 1 trop faible	30 [mm] < 31 [mm]
Pince boulon-extrémité extérieur de la barre 2 trop faible	30 [mm] < 31 [mm]
Pince boulon-extrémité extérieur de la barre 4 trop faible	30 [mm] < 31 [mm]

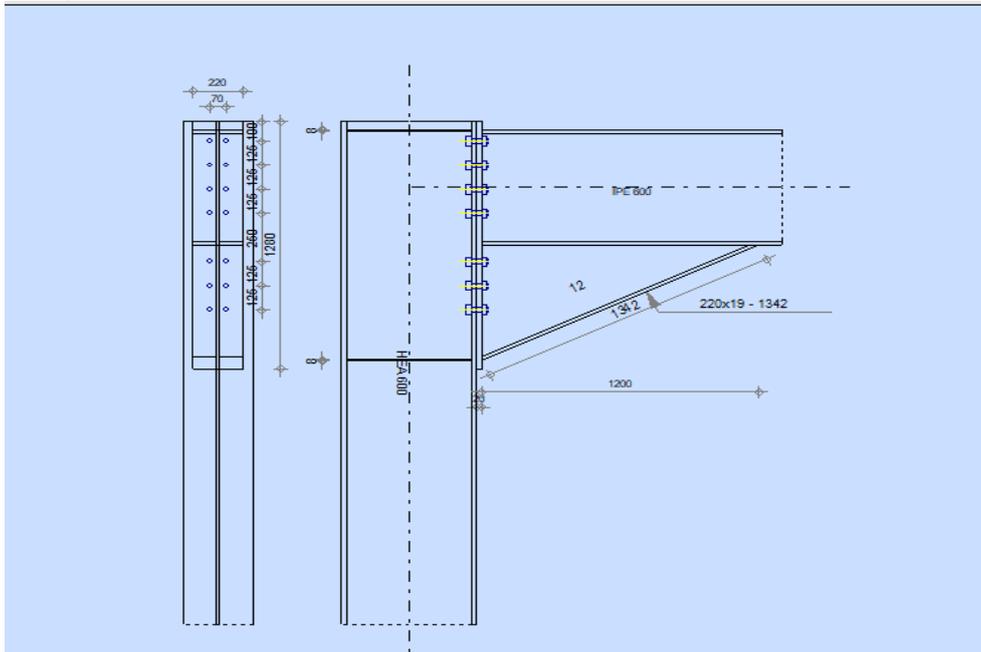
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,80

Pour 2^{ème} bloc :

X.3.1 L'attache de la diagonale IPE 600 avec le poteau en HEA600:

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-460	



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 174
 Barres de la structure: 3, 6

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 600
 Barre N°: 3
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 590$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 25$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 226,46$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 141208,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 600
 Barre N°: 6
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_b = 25416,00$ [daN] Résistance du boulon à la rupture
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 125; 125; 125; 250; 125; 125$ [mm]

PLATINE

$h_p = 1280$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 220$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 220$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 600$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1200$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 26,6$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 540$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 540$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 9$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 14$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 9$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Ca 32: $ELU/13=1*1.35+11*1.35+12*1.35+13*1.35+14*1.50+15*1.50+7\dots$
 s: $(1+11+12+13)*1.35+(14+15)*1.50+7*0.90+10*0.75$
 $M_y = 422,02$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 20316,62$ [daN] Effort tranchant
 $F_x = 4046,60$ [daN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Boulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	16	29			21	41	1	29			39	52			
2	Centraux	16	29					1	29							125
3	Centraux	16	29					1	29							125
4	Centraux	16	29					1	29							188
5	Centraux	16	29					1	29							188
6	Centraux	16	29					1	29							125
7	Centraux	16	29					1	29							125

x = 81 [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	1129	20618,47	0,00	56675,87	184331,70	25416,00	->	20618,47	100,00
2	1004	10849,40	17625,00	26705,91	145052,93	25416,00	->	10849,40	100,00
3	879	10849,40	17625,00	26705,91	145052,93	25416,00	->	10849,40	100,00
4	754	11576,03	26437,50	40058,86	154622,40	25416,00	->	11576,03	79,11
5	504	11576,03	26437,50	40058,86	154622,40	25416,00	->	11576,03	0,00
6	379	10849,40	17625,00	26705,91	145052,93	25416,00	->	10849,40	0,00
7	254	10849,40	17625,00	26705,91	145052,93	25416,00	->	10849,40	0,00

- d_i – position du boulon
- F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- F_s – effort transféré par la soudure
- F_p – effort transféré par l'aile du porteur
- F_b – effort transféré par le boulon
- F_i – effort sollicitant réel

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

F_{tot} = 102950,45 [daN] Effort total dans la semelle comprimée $F_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot (p_i/100)]$
 M_{tot} = 1012,65 [kN*m] Moment Résultant Total $M_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot d_i \cdot (p_i/100)]$ [9.2.2.2]
 Moment [9.2.2.2.1]
 $M_y \leq M_{tot}$ (0,42)
 Effort tranchant [8.1.2]
 Q_{adm} = 8291,90 [daN] $Q_{adm} = 1.1 \cdot \mu_v \cdot (P_v - N_i)$

$Q_1 \leq Q_{adm}$	$1451,19 < 8291,90$	vérifié	(0,18)
Effort axial			[9.1]
$F_{min} = 53373,60$ [daN]			$F_{min} = \min(0.15 \cdot A \cdot \sigma_e, 0.15 \cdot n \cdot P_v)$
$ F_x \leq F_{min}$	$ 4046,60 < 53373,60$	vérifié	(0,08)
La méthode de calcul est applicable			

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 42904,59$ [daN] Effort de compression			$F_{res} = F_{tot} \cdot M/M_{tot}$
Compression réduite de la semelle			[9.2.2.2.2]
$N_{c adm} = 122509,27$ [daN] Résistance de la section de la poutre			$N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc}/A_b$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	$42904,59 < 122509,27$	vérifié	(0,35)

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau			[9.2.2.2.2]
$F_{res} \leq F_{pot}$	$42904,59 < 138814,50$	vérifié	(0,31)
Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)			
$V_R = 102950,45$ [daN] Effort tranchant dans l'âme			$V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$
$ F_{res} \leq V_R$	$ 42904,59 < 102950,45$	vérifié	(0,42)

REMARQUES

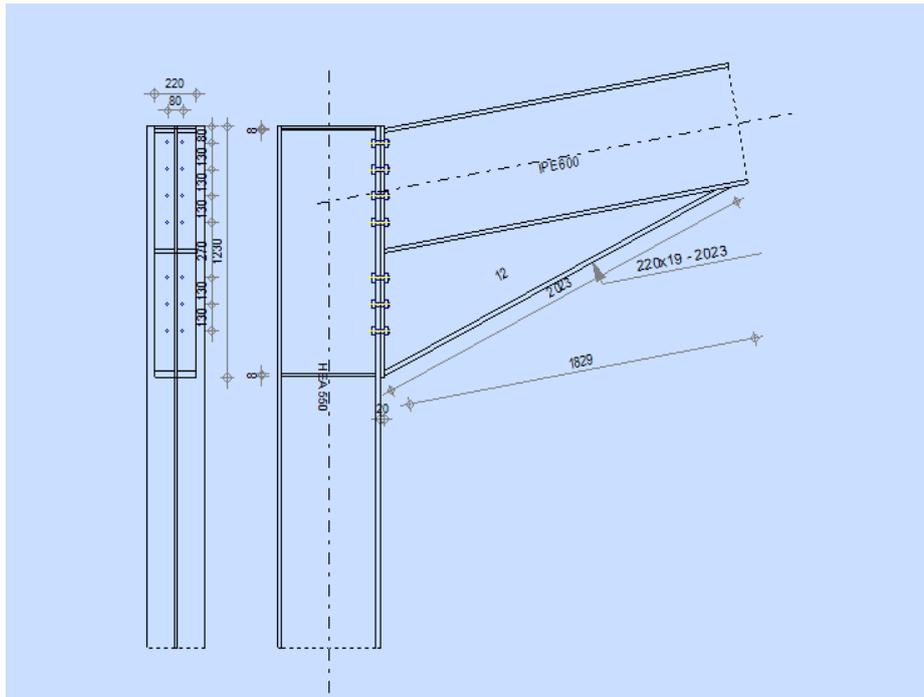
Raidisseur du poteau insuffisant.	8 [mm] < 12 [mm]
Pince du boulon à l'âme du profil trop faible.	29 [mm] < 39 [mm]
Hauteur de l'encastrement trop grande.	1200 [mm] > 1000 [mm]
Hauteur de l'élément aboutissant supérieure à 1000 mm	1200 [mm] > 1000 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,42

X.3.1 L'attache de la diagonale IPE 600 avec le poteau en HEA550:

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-460	



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 205
 Barres de la structure: 63, 70

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 550
 Barre N°: 63
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 540$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 211,76$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 111932,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 600
 Barre N°: 70
 $\alpha = 10,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$\alpha = 10,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_b = 17640,00$ [daN] Résistance du boulon à la rupture
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 80$ [mm]
 Entraxe $p_i = 130;130;130;270;130;130$ [mm]

PLATINE

$h_p = 1230$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 220$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 220$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 600$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1829$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 27,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{esu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{esu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 9$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 14$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 9$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

$a_w = 9$ [mm] Soudure âme

EFFORTS

Ca 20: $ELU/1=1*1.35+11*1.35+12*1.35+13*1.35+14*1.50+15*1.50+10*0.75$

s: $(1+11+12+13)*1.35+(14+15)*1.50+10*0.75$

$M_y = 259,50$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = 13703,92$ [daN] Effort tranchant

$F_x = -36308,67$ [daN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Boulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	21	34			31	51	7	34			49	62			
2	Centraux	21	34					7	34							130
3	Centraux	21	34					7	34							130
4	Centraux	21	34					7	34							200
5	Centraux	21	34					7	34							200
6	Centraux	21	34					7	34							130
7	Centraux	21	34					7	34							130

$x = 81$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	1129	18140,67	0,00	59281,23	50669,68	17640,00	-> 17640,00	100,00
2	999	9502,32	18330,00	27774,14	35725,19	17640,00	-> 9502,32	100,00
3	869	9502,32	18330,00	27774,14	35725,19	17640,00	-> 9502,32	100,00
4	739	10245,77	28200,00	42729,45	38502,67	17640,00	-> 10245,77	93,60
5	469	10245,77	28200,00	42729,45	38502,67	17640,00	-> 10245,77	0,00
6	339	9502,32	18330,00	27774,14	35725,19	17640,00	-> 9502,32	0,00
7	209	9502,32	18330,00	27774,14	35725,19	17640,00	-> 9502,32	0,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

F_{tot} = 92468,74 [daN] Effort total dans la semelle comprimée

M_{tot} = 895,02 [kN*m] Moment Résultant Total

Moment

M_{yRes} = 192,70 [kN*m] Moment dimensionnement réduit

$$F_{tot} = 2 * \sum [F_i * (p_i/100)]$$

$$M_{tot} = 2 * \sum [F_i * d_i * (p_i/100)] \quad [9.2.2.2]$$

$$[9.2.2.2.1]$$

$$M_{yRes} = M_y + F_x * h_b * b_{fb} * t_{fb} / A$$

$M_{yRes} \leq M_{tot}$	192,70 < 895,02	vérifié	(0,22)
Effort tranchant			[8.1.2]
$Q_{adm} = 5821,20$ [daN]			$Q_{adm} = 1.1 * \mu_v * (P_v - N_i)$
$Q_1 \leq Q_{adm}$	978,85 < 5821,20	vérifié	(0,17)
Effort axial			[9.1]
$F_{min} = 37044,00$ [daN]			$F_{min} = \min(0.15 * A * \sigma_e, 0.15 * n * P_v)$
$ F_x \leq F_{min}$	-36308,67 < 37044,00	vérifié	(0,98)
La méthode de calcul est applicable			

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 19908,41$ [daN] Effort de compression			$F_{res} = F_{tot} * M/M_{tot}$
Compression réduite de la semelle			[9.2.2.2.2]
$N_{c adm} = 109169,01$ [daN] Résistance de la section de la poutre			$N_{c adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc} / A_b$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	19908,41 < 109169,01	vérifié	(0,18)

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau			[9.2.2.2.2]
$F_{res} \leq F_{pot}$	19908,41 < 133597,50	vérifié	(0,15)
Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)			
$V_R = 92468,74$ [daN] Effort tranchant dans l'âme			$V_R = 0.47 * A_v * \sigma_e$
$ F_{res} \leq V_R$	19908,41 < 92468,74	vérifié	(0,22)

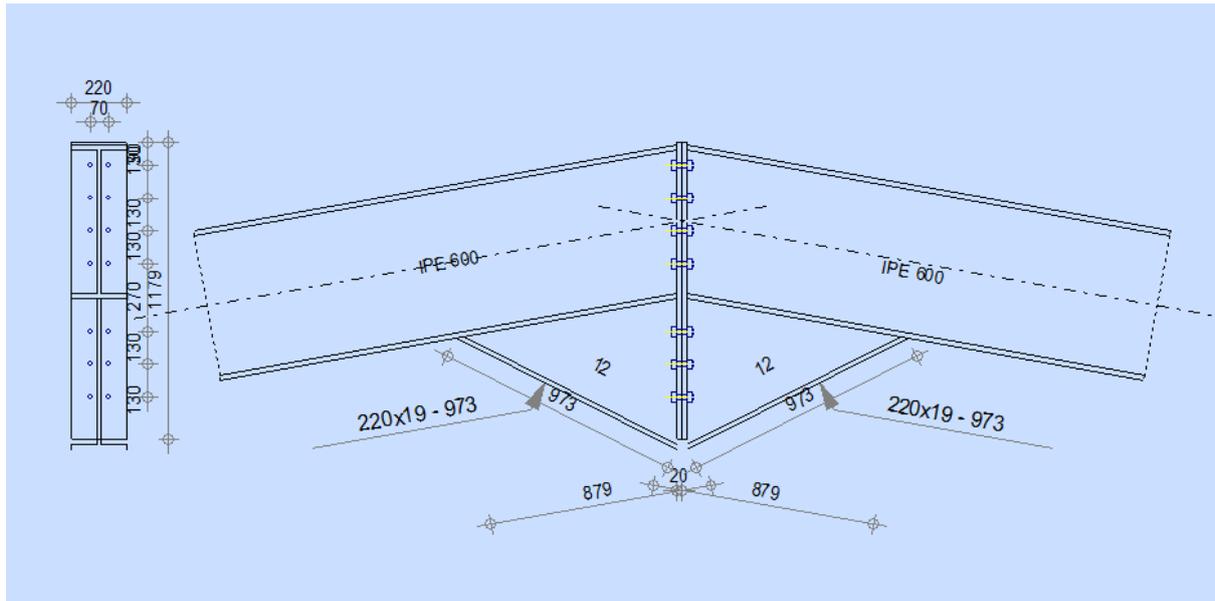
REMARQUES

Raidisseur du poteau insuffisant.	8 [mm] < 11 [mm]
Hauteur de l'encastrement trop grande.	1210 [mm] > 1000 [mm]
Hauteur de l'élément aboutissant supérieure à 1000 mm	1210 [mm] > 1000 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,98

Assemblage Poteau poutre IPE 600 - poutre IPE 600

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015	
Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre	
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	Ratio 0,82



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 13
 Barres de la structure: 7, 8

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 600
 Barre N°: 7
 $\alpha = -169,8$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 600
 Barre N°: 8
 $\alpha = -10,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$\alpha =$	-10,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
$r_{br} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	155,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	92083,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER			
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	21168,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	130;130;130;270;130;130	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	1179	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER			
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_{rd} =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	600	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1829	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	27,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER			
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	14	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	422,15	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-42001,63	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	7951,36	[daN]	Effort axial dans la poutre droite

$M_{b1,Ed} = 422,15$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

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

$N_{tb,Rd} = 366553,00$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 155,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 211358,12$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,20 < 1,00$ **vérifié** (0,20)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 825,41$ [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

$W_{pl} = 7935,09$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 1864,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1864,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 1189$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 156792,07$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$\beta = 10,2$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 27,2$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 286$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 83,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,91$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 112,72$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

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

$F_{c,wb,Rd1} = 107057,61$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 514$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,00$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,80$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 85905,84$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 122787,50$ [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 85905,84$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 156792,07 - 33342,23$	123449,84	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 85905,84 - 33342,23$	52563,61	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 77045,01 - 33342,23$	43702,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 76224,26 - 33342,23$	42882,03	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{i2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$

$F_{i2,Rd} = 29287,38$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	23276,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 42282,45$	42282,45	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 33342,23$	33342,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 66048,84$	66048,84	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 156792,07 - 62629,61$	94162,46	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 85905,84 - 62629,61$	23276,23	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 75901,77 - 29287,38$	46614,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 73320,00 - 29287,38$	44032,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 114995,90 - 62629,61$	52366,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 112884,26 - 62629,61$	50254,65	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 42282,45$	42282,45	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 33342,23$	33342,23	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 66048,84$	66048,84	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 156792,07 - 85905,84$	70886,23	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 85905,84 - 85905,84$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 83672,25 - 23276,23$	60396,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 93060,00 - 23276,23$	69783,77	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 121623,14 - 52563,61$	69059,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 129720,00 - 52563,61$	77156,39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 160717,26 - 85905,84$	74811,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 169284,26 - 85905,84$	83378,42	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	1069	33342,23	-	-	41259,90	33342,23	42336,00	66048,84
2	939	29287,38	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84
3	809	23276,23	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84
4	679	-	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84
5	409	-	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84
6	279	-	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84
7	149	-	-	-	42282,45	33342,23	42336,00	66048,84

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 819,71$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,51 < 1,00 **vérifié** (0,51)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,84$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 4173,62$ [daN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $F_{t,Rd,max} = 21168,00$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 29200,00$ [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 29200,00$ [daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	42336,00	1135,91	33342,23	17171,21	18307,12	5769,00
2	42336,00	1135,91	29287,38	15082,96	16218,87	6063,09
3	42336,00	1135,91	23276,23	11987,23	13123,14	6499,07
4	42336,00	1135,91	0,00	0,00	1135,91	8187,27
5	42336,00	1135,91	0,00	0,00	1135,91	8187,27
6	42336,00	1135,91	0,00	0,00	1135,91	8187,27
7	42336,00	1135,91	0,00	0,00	1135,91	8187,27

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum_{j=1}^n F_{vj,Rd}$$

$V_{j,Rd} = 51080,26$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,82 < 1,00$$

vérifié

$$(0,82)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 296,16$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 98,00$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 198,16$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{wy} = 387942,76$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 45,69$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 44,43$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{\parallel} = -21,20$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
 $\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]
 $\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 91,37 < 365,00 **vérifié** (0,25)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 96,14 < 365,00 **vérifié** (0,26)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ 45,69 < 262,80 **vérifié** (0,17)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]
 $h_{head} = 14$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $h_{nut} = 20$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $L_b = 64$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $k_{10} = 6$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	242,16	19042,09
1	1069	∞	∞	128	6	59,75	6386,56
2	939	∞	∞	128	6	52,48	4927,64
3	809	∞	∞	128	6	45,21	3657,62
4	679	∞	∞	128	6	37,95	2576,52
5	409	∞	∞	128	6	22,86	934,78
6	279	∞	∞	128	6	15,59	434,95

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
7	149	∞	∞	128	6	8,33	124,02

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 786 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 31 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 3998839,86 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 3998839,86 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 84585,24 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 5286,58 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

S_{j,ini} B S_{j,rig} RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULONS EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Hauteur de la platine trop faible. 1182 [mm] > 1179 [mm]

Pince du boulon trop grande. 169 [mm] > 120 [mm]

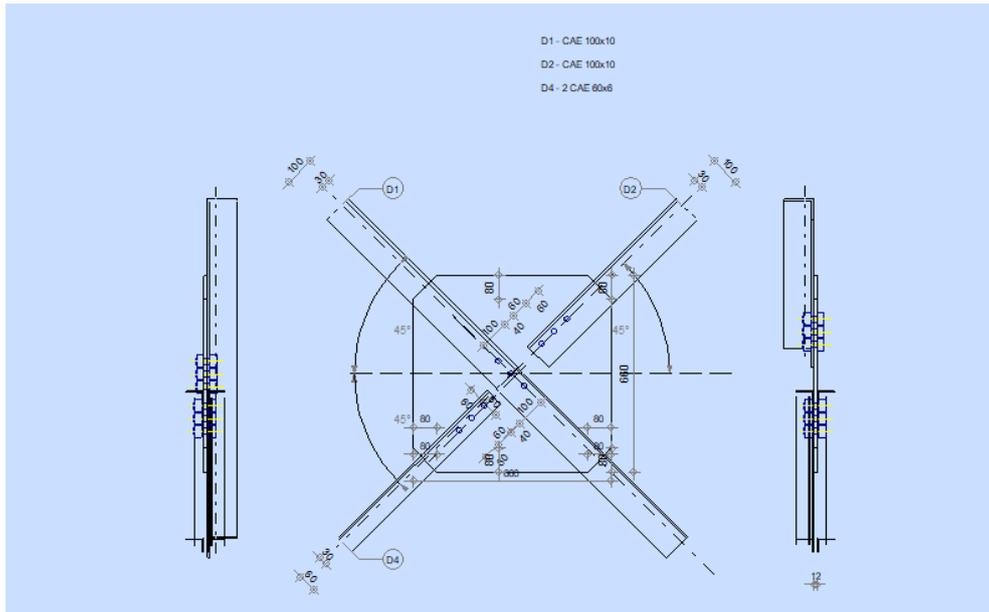
Entraxe des boulons trop grand. 270 [mm] > 200 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,82

Assemblage Poteau poutre contreventement

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015	
	Calcul de l'assemblage au gousset CM 66	



GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 1225
 Barres de la structure: 630, 631, 630, 631,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1-3	Barre 2	Barre 4	
Barre N°:		630	631	631	
Profilé:		CAE 100x10	CAE 100x10	2 CAE 60x6	
	h	100	100	60	mm
	b _f	100	100	60	mm
	t _w	10	10	6	mm
	t _f	10	10	6	mm
	r	12	12	8	mm
	A	19,15	19,15	13,82	cm ²
Matériau:		ACIER E28	ACIER E28	ACIER	
	σ _e	275,00	275,00	235,00	MPa
	f _u	405,00	405,00	365,00	MPa
Angle	α	45,0	45,0	45,0	Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	m

BOULONS

Barre 1-3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.9 Classe du boulon
 d = 22 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 24 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 3,03 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 3,80 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 410,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 600,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.9 Classe du boulon
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 e₂ = 30 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.9 Classe du boulon
 d = 22 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 24 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 3,03 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 3,80 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 410,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 600,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 30 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.9 Classe du boulon
 d = 22 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 24 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 3,03 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 3,80 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 410,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 600,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 30 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l_p = 660 [mm] Longueur de la platine
 h_p = 660 [mm] Hauteur de la platine
 t_p = 12 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 80 [mm] Grugeage
 v₁ = 80 [mm] Grugeage
 h₂ = 80 [mm] Grugeage
 v₂ = 80 [mm] Grugeage
 h₃ = 80 [mm] Grugeage
 v₃ = 80 [mm] Grugeage
 h₄ = 80 [mm] Grugeage
 v₄ = 80 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;-0)

e_v = 330 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 e_H = 330 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER
 σ = 235,00 [MPa] Résistance

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_1 =$	-12791,15	[daN]	Effort axial
$N_2 =$	-22981,85	[daN]	Effort axial
$N_3 =$	-3291,81	[daN]	Effort axial
$N_4 =$	-3279,22	[daN]	Effort axial

RESULTATS

PLATINE

Section gousset

$N_1 < N_{res}$	$ -12791,15 < 130286,85$	vérifié	(0,10)
-----------------	---------------------------	----------------	--------

Attache gousset

$N_2 < N_{res}$	$ -22981,85 < 130286,85$	vérifié	(0,18)
-----------------	---------------------------	----------------	--------

BARRES

 $T_{1-3} = 30361,25$ [daN] Résistance des boulons au cisaillement $M_{1-3} = 52662,50$ [daN] Résistance de la barre

$ N_{1-3} < \min(T_{1-3}; M_{1-3})$	$ -12791,15 < 30361,25$	vérifié	(0,42)
--------------------------------------	--------------------------	----------------	--------

 $T_2 = 30361,25$ [daN] Résistance des boulons au cisaillement $M_2 = 52662,50$ [daN] Résistance de la barre

$ N_2 < \min(T_2; M_2)$	$ -22981,85 < 30361,25$	vérifié	(0,76)
--------------------------	--------------------------	----------------	--------

 $T_4 = 60722,50$ [daN] Résistance des boulons au cisaillement $M_4 = 38005,00$ [daN] Résistance de la barre

$ N_4 < \min(T_4; M_4)$	$ -3279,22 < 38005,00$	vérifié	(0,09)
--------------------------	-------------------------	----------------	--------

REMARQUES

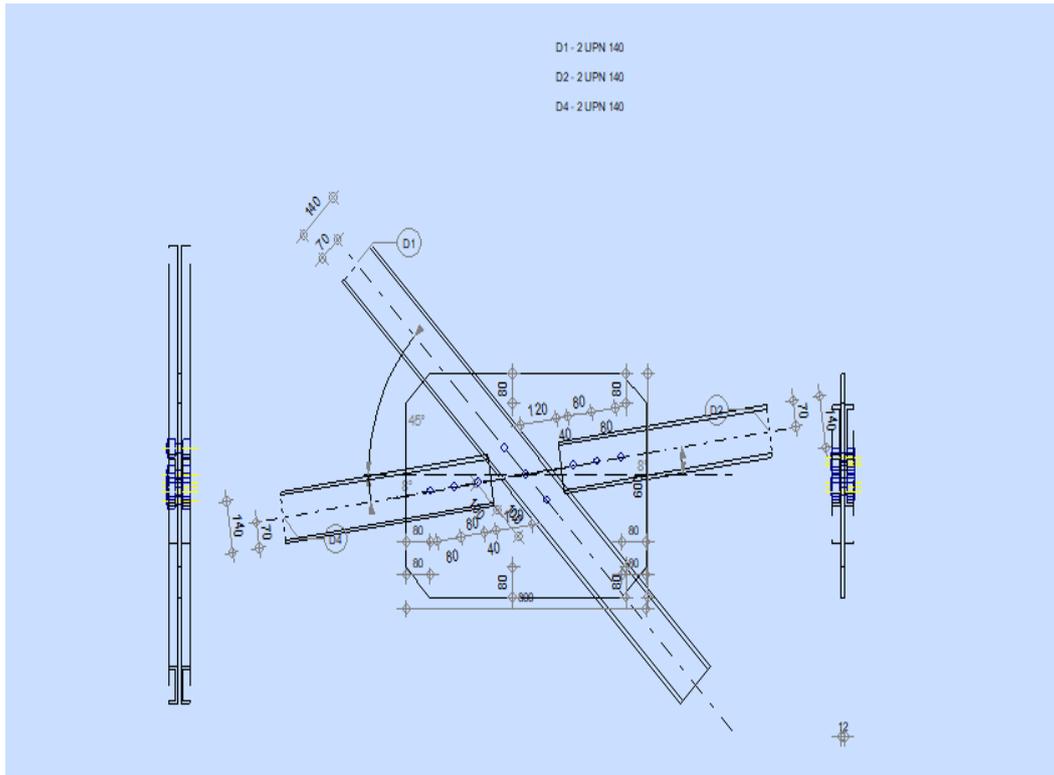
Pince boulon-bord extérieur du profilé trop faible

30 [mm] > 27 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,76

Assemblage Poteau poutre stabilité

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015	
	Calcul de l'assemblage au gousset CM 66	



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 1224
 Barres de la structure: 624, 625, 624, 625,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1-3	Barre 2	Barre 4	
Barre N°:	624	625	625	
Profilé:	2 UPN 140	2 UPN 140	2 UPN 140	
h	140	140	140	mm
b_f	60	60	60	mm
t_w	7	7	7	mm
t_f	10	10	10	mm
r	10	10	10	mm
A	40,80	40,80	40,80	cm ²
Matériau:	ACIER	ACIER	ACIER	
σ_e	235,00	235,00	235,00	MPa
f_u	365,00	365,00	365,00	MPa
Angle	α	45,0	8,1	Deg
Longueur	l	0,00	0,00	m

BOULONS

Barre 1-3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 24$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 3,03$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,80$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER
 $\sigma = 235,00$ [MPa] Résistance

EFFORTS

Cas: 19: EY Dir. - masses_Y

$N_1 = -5159,23$ [daN] Effort axial
 $N_2 = -5159,23$ [daN] Effort axial
 $N_3 = -5168,80$ [daN] Effort axial
 $N_4 = -5168,80$ [daN] Effort axial

RESULTATS

PLATINE

Section gousset

$N_1 < N_{res}$ $|-5159,23| < 108572,37$ **vérifié** (0,05)

Attache gousset

$N_2 < N_{res}$ $|-5159,23| < 51406,47$ **vérifié** (0,10)

BARRES

$T_{1-3} = 81457,01$ [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_{1-3} = 95880,00$ [daN] Résistance de la barre

$|N_{1-3}| < \min(T_{1-3}; M_{1-3})$ $|-5159,23| < 81457,01$ **vérifié** (0,06)

$T_2 = 21934,03$ [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_2 = 95880,00$ [daN] Résistance de la barre

$|N_2| < \min(T_2; M_2)$ $|-5159,23| < 21934,03$ **vérifié** (0,24)

$T_4 = 21934,03$ [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_4 = 95880,00$ [daN] Résistance de la barre

$|N_4| < \min(T_4; M_4)$ $|-5168,80| < 21934,03$ **vérifié** (0,24)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,24

IX-7-Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons possédé la vérification des différents d'assemblage de Structure, est-ce là d'après les résultats obtenus par le logiciel de calcul robot.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

La vérification des ossatures en charpente métallique doit être satisfaite à la condition de sécurité et d'économie.

Les règles de vérification doivent être aussi améliorées de telle façon à obtenir une vérification précise et plus simplifiée que possible.

Le travail que nous avons réalisé, a permis de mettre en pratique, les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du génie mécanique et en particulier la construction métallique.

Le stage pratique effectué à COSIDER P30 nous a permis :

- ❖ D'effectuer un travail collectif qui nous a permis de connaître les tâches d'un ingénieur dans une entreprise.
- ❖ D'actualiser, améliorer nos connaissances théoriques et de s'adapter en milieu industriel.
- ❖ De maîtriser le logiciel de calcul **ROBOT** qui permet : un calcul rapide, facilite les tâches critiques et enfin minimise les erreurs commises manuellement.
- ❖ Connaître et appliquer les nouveaux règlements de calcul (LES EUROCODES, le RPA 99 version 2003 et le DTR Algérien).

Bibliographie

Bibliographie

✓ **Codes et règlements :**

- ❖ **Eurocode 3**, « Calcul des structures en acier »,
Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
- ❖ **Eurocode 3**, « Calcul des structures en acier et document d'application nationale »,
Partie 6 : Chemins de roulement.
- ❖ **Règlement Neige et Vent**, R.N.V. 99, Centre National d'Etudes et de Recherche
Intégrée du Bâtiment, CNERIB, Alger, 99.
- ❖ **Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003**, Centre National de
Recherche Appliquée en Génie Parasismique, CGS, Alger, 2003.
- ❖ **CTICM**.
- **Livres :**
 - ❖ **Manfred A. Hirt et Michel Crisinel**, Conception et dimensionnement des halles et
bâtiments, volume 11, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne,
1994.
 - ❖ **Jean MOREL**, Conception et calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3
Editions Eyrolles, Paris, 1994.
 - ❖ **Claude HZARD**, MEMOTECH, structures métalliques. Editions CASTEILLA, Paris
1997.
- ❖ **Logiciels :**
 - **Robot structure V20**
 - **Tekla structure V18**
- **Mémoires :**

OUACHEK Fatma et MORSLI Naima (promo 2016/2017) (option structure métallique)
(thème : Etude et conception d'un Atelier de réparation et maintenance des engins avec
mezzanine et pont roulant de capacité de levage 15 tonnes) (faculté d'ingénieur)