

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : construction métallique

Thème

**Calcul d'une structure métallique en R+1 a
usage commercial**

Présenté par :

M^{elle} AIT BOUDJEMAA Thinhinane

Devant le jury composé de :

Mr BENYAHIL.K

Maitre de conférences à l'UMMTO

Président.

Mr ILOULI.

Maitre de conférences à l'UMMTO

Encadrant.

Mr LABIOD.M

Maitre de conférences à l'UMMTO

Examineur.

Remerciements

Je remercie dieu, le plus puissant, de nous avoir appris ce qu'on ignorait, de nous avoir donné la santé, et tous ce qu'on avait besoin pour l'accomplissement de ce mémoire.

*Mes remerciements vont également à mon encadreur **Mr ILOULI**, qui a eu l'amabilité de discuter avec moi certains points clés, ses remarques pertinentes nous ont amené à reconsidérer notre position et réviser bien des points. Je le remercie aussi pour sa disponibilité chaque fois qu'elle ait été sollicité.*

*J'exprime toutes mes profondes reconnaissances à mes deux professeurs **Mr AKKOUCHE. K** et **Mr BOUDJIMIA** pour le temps qu'ils m'ont accordés, de leur confiance et leurs orientations efficaces durant l'évolution de ce travail.*

Mes remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui me font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Je tiens à remercier tous mes enseignants durant tout notre cursus, ainsi que les responsables de l'administration.

*Je tiens à remercier mes collègues de **master CM** pour leur soutien et aide.*

Enfin, mes remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté de l'aide et d'encouragements.

Dédicace

A l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui quels que soient les termes embrassés, je n'arrivais jamais à leur exprimer mon amour sincère,

- ❖ *A l'homme, ma précieuse offre du dieu, mon chéri papa, mon premier héros, mon pilier, merci pour ton amour inconditionnel, tes sacrifices, chaque pas que j'ai franchi sur ce chemin, je le dois en grande partie à ta force et à ton soutien. Cette étape, je la franchis pour nous deux, je t'aime infiniment papa.*
- ❖ *A la femme qui n'a épargné tous les efforts et les sacrifices ma lumière dans les jours sombres, ma force silencieuse, grâce à tes prières, tes encouragements, j'ai pu avancer et atteindre cette étape si importante cette réussite, c'est aussi la tienne.
Merci pour tout mon adorable maman je t'aime de plus profond de mon cœur.*
- ❖ *A mon frère Saïd mon héros celui qui a toujours cru en moi, celui qui m'a guidé soutenu, encouragé, protégé, tu as été bien plus qu'un frère tu as été mon deuxième papa dans les moments difficiles. Grâce à toi j'ai trouvé la force d'avancer dans mes études merci pour tout, je t'aime tellement.*
- ❖ *A mon grand frère Rachid tu as toujours été là pour moi, avec tes conseils, ton écoute et ton soutien. Merci de m'avoir guidé, protégé ta présence dans ma vie est une vraie bénédiction.*
- ❖ *A mon petit frère Amine tu as su m'inspirer, me soutenir, et m'élever par ta présence et ton amour. Dans chaque étape difficile, tu as été là avec tes mots justes, ton énergie et ton sourire. Tu m'as donné de la force quand j'en manquais tu es bien plus qu'un frère, tu es ma source d'amour, un repère pour moi. Je t'aime fort mon grand.*

- ❖ *A mes merveilleuses et jolies sœurs LILIA, WASSILA, BELINDA, AMEL, et CELIA, vous êtes bien plus que des sœurs, vous êtes mon sourire dans les moments sombres, ma source d'amour inépuisable. Vos encouragements ont illuminé mon chemin sans vous, rien de tout cela n'aurait été possible je vous portes dans mon cœur et cette réussite, c'est aussi la vôtre merci d'être là toujours.*
- ❖ *A ma belle-sœur DIHIA tu es plus qu'une belle-sœur, tu es comme une vrai sœur pour moi. Merci pour ta présence, ta gentillesse, ton soutien. Je suis vraiment heureuse de t'avoir dans ma vie.*
- ❖ *A mes chéris neveux ENZO, ALI, AYLAN, DYLAN, ainsi qu'à mes petites princesses AYA, NELYA, AYLÀ, et ma douce choupinette AIDA NOUR.*
- ❖ *Je dédie mon modeste travail à mes beaux frère MOURAD, AREZKI, MOKRANE, BELKACEM.*
- ❖ *A mes amis SONIA, SABRINA, MELISSA, RYMA, LOUNES, MOURAD, HAKIM, MOULOUD et AHMED(HMIMI) avec qui j'ai partagé durant tout le cursus tant de bons moments, mais aussi les moments de stress et de doute. Merci d'avoir été là, dans les rires comme dans les défis.*
- ❖ *A ma chère NASSI, tu es bien plus qu'une amie, tu es la douce lumière qui éclaire mon cœur, avec toi chaque moment devient précieux, chaque sourire plus vrai. Merci d'être toujours là, je t'aime infiniment et je suis tellement chanceuse de t'avoir à mes côtés.*
- ❖ *A ma chère tante Nana Nassira et à mes cousine d'amour et mes cousins que j'aime infiniment.*

A la mémoire de mon oncle, Dada mouloud qui restera à jamais dans mon cœur. Que son âme repose en paix.

TINHINANE

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Introduction	2
Présentation du projet.....	2
Présentation de l'ouvrage	2
Donnée géométrique	2
Données concernant le site :	3
Ouvertures :	3
Façade Nord :	3
Façade sud :	3
Façade Est :	4
Façade Ouest :	4
Matériaux utilisés	5
Béton armé :	5
Acier de ferrailage.....	6
Assemblages.....	6
Rapport de sol.....	6

CHAPITRE II : Etude au vent

Etude de vent	8
Introduction	8
Détermination des actions du vent	8
Détermination du coefficient d'exposition C_e	8
Coefficient de rugosité C_r	9
Détermination de la pression dynamique Q_{dyn} :	10
Détermination des coefficients de pression :	10
Calcul de la force de frottement :	11
. Présentation générale.....	12
. Données relatives au site	12
Étude climatique selon le règlement neige et vent 2013	13
Pour les parois verticales.....	13
Pour la toiture	13
Calcul de l'intensité de la turbulence	13
Pour les parois verticales.....	13
Pour la toiture	13
Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	14
Vent perpendiculaire à la grande face V1	15
➤ Calcul du coefficient de pression extérieur C_{pe}	18
Le vent perpendiculaire à la petite face V2 (pignon)	19
Pour cette direction du vent on a :	20
Les surfaces des zones chargées pour la paroi verticale :	20
Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	22
. Calcul de la force de frottement	26
La force de frottements est négligeables si : $S_2 + S_1 \leq 4 S_3$	26

Direction vent perpendiculaire au pignon :	26
• Surface parallèle au vent.....	26
-Calcul de l'air de frottement Afr.....	27
Direction du vent ($\theta = 0^\circ$).....	28
Coordonnées du point d'application de la résultante a.	31
Calcul de la stabilité d'ensemble :	31
Vérification de la stabilité transversale :	31
a. Calcul du moment de renversement :	32
b. Calcul du moment stabilisant :	32
Conclusion :	33
II. Etude de l'action de la neige sur la construction :	34
II.1. Calcul des charges de la neige :	34
II.2. Charge de la neige sur le sol :	35
II.3. La charge de neige sur la toiture :	35
II.4. Coefficient de forme des toitures μ :	36
II.5. Disposition de charge sans accumulation :	36
II.6. Projection horizontale :	36

CHAPITRE III: Pré dimensionnement des éléments secondaire

III. Introduction :	39
III-1-Prédimensionnement des pannes	39
III-1-1-Définition	39
III-1-2-Donnée de calcul	39
III-1-3- Evaluation des charges et surcharges	40
Charge permanente G :	40
Surcharge d'entretien E :	41
III-1-4- Combinaison des charges les plus défavorables	41
III-1-5- Principe de pré-dimensionnement	42
III-1-6- Condition de la flèche	42
III-1-7-Classification de la section	44
Conclusion.....	45
III-1-8- Vérification à la sécurité	45
III.1.8.1. Vérification de la résistance	45
Conclusion.....	46
Conclusion.....	47
III.8.2. Vérification de l'interaction du moment vis-à-vis de l'effort tranchant	47
III.8.3. Vérification au diversement	47
III.8.4. Calcul de moment résistant au déversement	49
Conclusion.....	49
III.8.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)	49
Flèche verticale :	49
Les différentes combinaisons de charge à l'ELS	50
On retient la combinaison la plus défavorable	50
III.8.6. Condition de vérification.....	50
Flèche verticale suivant (Z-Z) :	50

la Flèche latérale :	51
Conclusion :	51
III.2. Les liernes des pannes :	51
III.2.1. Dimensionnement des liernes de pannes :	51
III.2.2. La réaction au niveau de lierne	52
III.2.3 Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 prévenant de la panne sablière :	52
III-3- Echantignolle	53
III-3-1-Introduction	53
III-3-2- Calcul des charges revenant à l'échantignolle	54
➤ Effort de soulèvement.....	54
➤ Effort suivant le rampant	54
➤ Echantignole de rive	55
➤ Echantignole intermédiaire.....	55
III-3-3- Calcul des moments de renversement	55
III-3-4-Dimensionnement de l'échantignolle	55
Conclusion :	56
III-4-Lisse de bardage	56
III-4-1-Introduction	56
III-4-2- Calcul des lisses de bardages	56
III-4-2-1- Donné de calcul.....	56
III.4.2.2. Surcharge du vent dépression :	57
III.4.2.3. Condition de la flèche	57
III.4.5. Condition de la résistance :	58
Conclusion.....	59
III.4.6. La classe de la section :	59
Conclusion.....	60
III.4.7. Vérifications au cisaillement :	60
Conclusion.....	60
III.4.8 vérification au déversement :	60
III.4.8.1 vérifications de la semelle inferieure comprimée au déversement :	60
III.4.8.2. Calcul du moment critique M_{cr} :	61
Conclusion.....	62
III.4.9 vérifications à l'état limite de service (ELS) :	62
III.4.9.1 Flèche verticale :	62
III.4.9.2 la flèche latérale :	62
Conclusion.....	63
III-4-3- Calcul des liernes	63
III-4-3-1-Calcul de l'effort maximal revenant au lierne	63
III-4-3-1-1-Calcul de la réaction d'appuie	63
III.4.3.3. Dimensionnement des liernes.....	63
Conclusion.....	64
III-5- Potelet	64
III-5-1- Introduction	64
III-5-2-Donné de calcul	64
III-5-3- Evaluation des charges	65
III-5-4- Dimensionnement du potelet.....	65

Flèche horizontale suivant (zz)	65
III-5-5- Vérification a la résistance	66
III-5-5-1 Indice de l'effort normal :	66
III.5.5.2 Indice de l'effort tranchant :	67
III.5.5.3 Vérification a la flexion :	67
III-5-5-3-1-Classe de la section	67
III-5-6-1-Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z	68
□ Flambement par rapport à l'axe fort y- y (dans le plan du portique)	68
□ Flambement par rapport à l'axe faible z-z :	69
III.5.6.2. Calcul des coefficients d'interaction K_{ii} avec déversement empêché (Anex – Eurocode 3) :	69
Flexion par rapport à l'axe fort y-y :	70

CHAPITRE IV: Etude du plancher mixte

IV- Introduction	75
Les avantage des plancher mixte.....	75
IV.1. Solives :	76
IV-2- Disposition des solives	76
IV-3- Vérification au stade de montage (phase de construction).....	77
IV-3-1- Évaluation des charges et surcharges	77
a) Charge permanente « G ».....	77
IV-3-2- Combinaison de charge	77
IV-3-3- Condition de la flèche (L'ELS).....	77
IV-3-4- Vérification à l'ELS	78
IV-3-4-1-Vérification à la flèche.....	78
IV-3-5- Vérification à l'ELU	79
IV-3-5-1-Vérification à l'effort tranchant (cisaillement).....	79
La vérification doit satisfaire la condition suivante :	79
IV-3-5-2- Vérification du moment fléchissant (résistant).....	79
IV-4- Vérification au stade final	79
IV-4-1- Évaluation des charges	79
Charge permanente « G »	79
IV-4-2-Combinaison de charge	80
IV-4-3- Vérification à l'ELS	80
IV-4-3-1-Condition de la flèche	80
IV-4-4- Vérification à l'ELU	80
IV-4-4-1- Vérification à l'effort tranchant (cisaillement)	80
IV-4-4-2- Vérification du moment de résistance plastique	80
IV-2- Les poutres	81
IV-2-1 Introduction	81
IV-2-2- Poutre secondaire	81
IV-2-2-1- évaluation des charges et surcharges	81
a) Charge permanente « G ».....	81
IV-2-2-2- Combinaison des charges	81
IV-2-2-3-Condition à la flèche	82
IV-2-2-4-Vérification au cisaillement :	83

IV-2-2-5-Vérification à la résistance :.....	83
IV-3-1-Prédimensionnement des poutres principales :	83
IV-3-2-introduction	83
IV-3-2-1- évaluation des charges et surcharges	83
IV-3-2-2-Combinaisons de charges :	84
IV-3-2-3-Vérification a la flèche (ELS) :.....	85
IV_3-2-4-Vérification au cisaillement (ELU) :.....	85
IV-3-2-5-Vérification à la résistance.....	85
IV-4-Calcul des connexion acier-béton.....	85
IV-4-1- la position de l'axe neutre	86
IV-4-3- calcul des contraintes dans la poutre en acier	88
IV-4-3-1- traction (fibre inférieure)	88
IV-4-3-2- compression (fibre supérieure)	88
IV-4-4-calcul des contraintes dans le béton	88
IV-4-4-1- compression (fibre inférieure)	88
IV-4-4-2- compression (fibre supérieure)	88
IV-4-5- Nombre de connecteur	88
IV-5- Les poteaux.....	89
IV-5-1- Evaluation des charges et surcharges.....	89
a) Charge permanente « G ».....	89
b) Surcharges « Q » -.....	90
IV-5-2- Combinaison des charges.....	90
V-5-3- Choix de la section	90
IV-5-4-Calcul de l'élançement.....	90
IV-4-4- Choix de la courbe de flambement.....	91
IV-5-5-Vérification a la stabilité	91
Conclusion.....	92
IV-6- Les portiques	92
IV-6-1- Introduction.....	92
IV-6-2- Evaluation des charges.....	92
a) Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture - - -	92
b) Les charges revenant à la poutre principale du plancher intermédiaire - -	93
c) Surcharge d'exploitation -	93
IV-6-3- Effet de la neige	93
IV-6-4- Effet du vent.....	93
IV-6-5- Surcharge d'entretien	94
IV-7- Etude numérique du portique avec le logiciel ROBOT	95
IV-7-1- Introduction.....	95
IV-7-2-Description du logiciel ROBOT	95
V-7-3- Etape à suivre dans le logiciel	96
V-7-3-1- Etape une « La Modélisation »	96
IV-7-3-2- Etape deux « Application des charges »	96
V-7-3-3- Etape trois « Vérification et analyse »	97
IV-7-3-4-calcul des profilés avec robot :	97
IV-7-3-5- Diagrammes des efforts et moment	99
IV-7-4- Vérification manuelle de la traverse (IPE 450) :.....	102

IV-7-4-1-Vérification a la flexion bi axiale	102
Conclusion.....	102
IV-7-4-2-Vérification à l'effort tranchant	102
IV-7-4-3- Vérification au déversement	102
IV-8- Conclusion.....	103

CHAPITRE V : étude d'escalier

V.Introduction	104
V.1.Etude d'un escalier	104
V.2. Pré dimensionnement des marches.....	105
V.3. Nombre total de marche	105
V.4. Dimensionnement des composant de l'escalier.....	105
Dimensionnement de la cornière de marche	105
Détermination la section de la cornière	105
Choix de la cornière	106
Charge permanente (poids propre inclut).....	106
V.5. Dimensionnement de la poutre limon.....	108
Volée	108
2/ charges d'exploitation	109
Palier :	109
1/ Charges revenant au limon.....	109
V.6. pré dimensionnement des limons	110
Combinaisons de charge.....	110
Vérification à la flèche	111
Vérification au cisaillement	111
Vérification à la résistance	111
V.6. Dimensionnement de la poutre palière	111
Evaluation des charges	111
Etat limite ultime	111
Etat limite de service	112
Vérification à la flèche	112
Vérification au cisaillement	113
Vérification à la résistance	113

CHAPITRE VI : étude de contreventement

VI-1- Introduction	115
VI-2- Rôle des systèmes de contreventement	115
VI-3- Pré dimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3	115
VI-3-1-Effort F de compression simple en tête des potelets	116
VI-2- Evaluation des efforts horizontaux	116
VI.3. Évaluation des efforts horizontaux	117
VI.3.1. Effort de traction dans les diagonales	117
VI.3.2. Section de la diagonale	117
VI.3.2.1. Vérification de la section à la résistance :	118

Conclusion :	118
VI.4. calcul de la palée de stabilité en long pan :	119
VI.4.1. Effort de traction dans la diagonale tendue par la méthode des coupures	120
Calcul de la section brute A :	120
VI.4.2. Vérification à la résistance ultime de la section :	121
VI.5. Vérification des montants (panne) de la poutre au vent.....	121
VI.5.1. Flexion composé déviée (bi-axial).....	121
VI.5.1.1. Vérification de la section à la résistance	121
VI.5.1.3. Incidence de l'effort tranchant	123
VI.5.2. Vérification de l'élément aux instabilités :	123
VI.5.2.1. Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy :	124
VI.5.2.2. Résistance au flambement par rapport à l'axe faible zz :	125
5.2.4. Calcul des coefficients d'interaction K_{ij} avec risque de déversement (Annexe B Eurocode3) :	125

CHAPITRE VII : étude sismique

VII.1. Introduction.....	128
VII-2-Classification de notre ouvrage selon l'RPA99 version 2003	128
VII-2-1-Classification de la zone sismique	128
VII-2-2-Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2RPA9version2003)..	129
VII-2-3-Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003)	129
VII-2-4-Classification des systèmes de contreventement (Art. 8-4-2 RPA99 Version2003).....	130
VII-3-Méthodes de calcul.....	130
VII-3-Principe Méthode statique équivalente	131
VII.4. Calcul de la force sismique total (art 4.2.3 RPA99/2003).....	131
2. Redondance en plan	134
3. Régularité en plan.....	134
4. Régularité en élévation.....	135
5. Contrôle de la qualité des matériaux	135
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.....	135
Calcul de la force sismique :	138
VII.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	138

CHAPITRE VIII : vérification des éléments de la structure avec ROBOT

VIII. Introduction :	141
VIII.1. Récapitulatif des éléments utilisés	141
VIII.2. Vérification des pannes	142
VIII.3. Vérification des Lisses :	143
VIII.4. Vérification des Potelet :	145
VIII.5. verification des Poteau	146
VIII.6. verification des poutres principal	147
VIII.7. verification des poutres secondaire	148
VIII.8. verification des solives	149
VIII.9. traverse	151
VIII.10. Poutre palière.....	152

CHAPITRE IX: Calcule des assemblages

IX-Introduction.....	156
IX-1- Classe d'assemblages	156
IX-2- Type d'assemblages	156
IX-2-1- Le boulonnage.....	157
IX-2-2- La soudure.....	159
IX-3- Calcul des assemblages poteaux et poutre (traverse)	159
IX.4. Calcul du moment résistant.....	160
X.5. L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons	160
IX.6. Le moment résistant effectif de l'assemblage.....	160
IX.7. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	161
IX.8. Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue	161
IX.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.....	162
IX.10. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée	165
IX.11. Calcul des assemblages avec logiciel Robot 2023.....	166
IX.11.2. Assemblage des deux traverses au niveau du faitage	182
IX.11.3. Encastrement en pied de poteau de hangar	197
IX.11.4. Assemblage Poteau-Poutre principale	213
IX.11.5. Assemblage Poteau-Poutre de rive	230
IX.11.6. Assemblage Poutre principale - solive.....	242
IX.11.7. l'assemblage au niveau du pied de poteau de plancher	253

CHAPITRE X : Fondation

X.1.2. Etude du sol.....	265
X.1.3.Choix du type de fondation	265
X.1.4. Différents types de fondations :.....	266
X.1.5. Le choix de type de fondation :	266
X.2.calcul des bases des poteaux.....	266
X.2.1. Dimensionnement d'une plaque d'assise	266
Caractéristique géométrique de la section HEA300	266
X.2.2.La résistance du béton à la compression	267
X.3.Estimation de l'aire de la plaque d'assise	267
X.4. Choix de type de la plaque d'assise.....	267
X.5. Détermination des dimensions en plan minimale requise d'assise	268
X.6. Caractéristiques des matériaux :	268
X.7.Dimensionnement des fondations :	270
3.1 Etude de semelle :	271
X.7.1. Dimension de la fondation en béton a L'ELS :	271
X.7.1.1. Charge axiale de service de compression :	271
X.7.1.2.L'aire de la fondation en béton :.....	272
X.7.1.3.Dimension de la fondation : $L \times B$	272
Remarque :	273
X.7.1.4. Effort normal a la base de la semelle.....	273
X.7.1.5.Le poids propre du massif de fondation est :	274

X.8. Calcul des pressions sous la fondation à L'ELU :	274
X.9. Calcul des armatures dans la direction du moment	275
X.9.1. Calcul du moment fléchissant au niveau de la section dangereuse (au nu de la plaque d'assise ou bien du poteau en béton s'il existe) :	275
X.9.2. Section minimale des armatures principales :	276
X.9.3. Calcul des armatures dans la direction transversale	276
X.9.4. Section minimale des armatures principales	277
X.10. Vérification au cisaillement :	278
L'effort tranchant de calcul dans la section cisailée :	278
La contrainte de cisaillement correspondante	279
La contrainte de cisaillement résistance :	279
Le pourcentage d'armature dans la section :	279
X.10.1. Vérification au poinçonnement :	280

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIQUES

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 vue 3D.....	3
Figure I.2 : vue des ouvertures	4
Figure II.1 : Hauteur de référence	9
Figure II.2 : direction des vents.....	12
Figure II.3. Les zones de C pe pour la toiture	17
Figure II-5 : Coefficient de pression intérieure (distribution uniforme des ouvertures).....	22
Figure II-6 Représentation des surfaces de frottement.....	26
Figure II-7 Représentation du frottement.....	27
Figure II.18. Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long pana	31
Figure II.8. La charge de neige sur le sol et la structure	35
Figure III-1 Disposition des pannes sur la toiture	39
Figure III-2 Chargement permanent au niveau de la toiture	40
Figure III.3. Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.	46
Figure III-5 Dispositions des liernes	51
Figure III.6. Disposition de l'échantignole	53
Figure III.7 Représentation de l'échantignolle	56
Figure IV-5- Surface reprise par le poteau le plus sollicité.....	89
Figure IV-6 Interface du logiciel Robot Structural Analysés Professional.....	95
Figure. IV.7. Vu d'ensemble du portique	96
Figure IV-8 Diagrammes des efforts normaux	100
Figure IV-9 Diagramme des efforts tranchant	101
Figure IV-10 Diagramme des moments fléchissant.....	101
Figure VI-1 Schéma statique de la poutre au vent	116
Figure VI-2 Disposition des hauteurs "hi"	116
Figure VI. Schéma statique du Palée de stabilité en long pan	119
Figure VII-1 la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas.....	129
Figure VII.2. Limites des décrochements en plan.....	130
Figure IX.1. Vue 3D de l'assemblage Traverse-Poteau.....	166
Figure IX.2. Vue 3D de l'assemblage au niveau du faîtage.....	181
Figure IX.3. Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau de hangar.....	197

Figure IX.4. Vue en 3D de l'assemblage Poteau-Poutre principale	212
Figure IX.5. Vue 3D de l'assemblage Poteau-Poutre de rive	229
Figure IX.6. Vue 3D de l'assemblage Poutre principale-solive.....	241
Figure IX.7. Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau de plancher.....	252
Figure IX.1. Vue 3D de l'assemblage Traverse-Poteau	166
Figure IX.2. Vue 3D de l'assemblage au niveau du faîtage.....	181
Figure IX.3. Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau de hangar.....	197
Figure IX.4. Vue en 3D de l'assemblage Poteau-Poutre principale	212
Figure IX.5. Vue 3D de l'assemblage Poteau-Poutre de rive	229
Figure IX.6. Vue 3D de l'assemblage Poutre principale-solive.....	241
Figure IX.7. Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau de plancher.....	252

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I 1 : valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers.	5
Tableau II-2 Coefficients de pressions extérieures (parois verticales) « V2 ».....	20
Tableau II-3 Valeur de pression aérodynamique des parois vertical et versant toiture $\Theta=0^\circ$ (V1)	23
Tableau II-4 Valeur de pression aérodynamique des parois vertical et versant toiture $\Theta=0^\circ$ (V1)	24
Tableau II-5 Valeur de pression aérodynamique des parois vertical et versant toiture $\Theta=90^\circ$ (V2)	24
Tableau II-6 Valeur de pression aérodynamique des parois vertical et versant toiture $\Theta=90^\circ$ (V2)	25
Tableau II.7. Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent perpendiculaire au	27
Long pan ($\Theta=0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2	27
Tableau II.8. Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent perpendiculaire au	28
Long pan ($\Theta=0^\circ$) avec pression intérieure de -0.3	28
Tableau II.9. Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent perpendiculaire au pignon ($\Theta=90^\circ$) avec pression intérieure de +0.2.....	28
Tableau II.9. Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent perpendiculaire au pignon ($\Theta=90^\circ$) avec pression intérieure de -0.3.....	29
Tableau III-1 Valeur des charges d'entretiens	41
Tableau III.2 : les caractéristiques géométriques de IPE 140	43
Tableau III.3. Facteur d'imperfection α_{LT}	48
Tableau III.4. Choix du type de courbe de déversement.....	48
Tableau III.5. Dimension et caractéristique de l'UPE180	57
Tableau III.6 dimension et caractéristique du HEB220	65
Tableau IV.1 : fiche technique de la tôle TN40	76
Tableau IV-1 Caractéristique et dimension de L' IPE 200.....	78
Tableau IV-2 Caractéristique et dimension du IPE 330.....	83

Tableau V.1 : Caractéristique de la cornière :	106
Tableau V.2. Les caractéristiques de profilée	107
Tableau V.3.Caractéristique de profilée:.....	110
Tableau V.4.Caractéristique du profilée:	112
Tableau VI.1.tableau de coefficient minorateur β_1 et β_2	118
Tableau VI.1. les caractéristiques géométriques de L' IPE180	122
Tableau VII.1. Coefficient d'accélération de zone A.....	131
Tableau VII.2 période caractéristique associée à la catégorie du site	132
Tableau VII-3 Valeurs des pénalités P_q	135
Tableau VII-4 Poids propre des éléments du premier étage	136
Tableau VII-5 Poids propre des éléments du RDC	136
Tableau IX-1 Caractéristiques dimensionnelles des boulons ordinaires.....	158
Tableau IX-2 Caractéristique mécanique des boulons ordinaires selon leur classe d'acier...	158
Tableau IX-3 Caractéristique mécanique des boulons précontraints selon leur classe d'acier	159

NOTATION

Dimensions et caractéristiques de calcul	
Notation	Signification
A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace (section4).
A_{fr}	Aire de l'élément de surface balayé par le vent.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
A_v	Aire de cisaillement.
h	Hauteur.
Z_{min}	Hauteur minimale.
b	Largueur.
L	Longueur.
l	Largeur.
l_k	Longueur de flambement.
d	Diamètre du fut du goujon.
S	Surface.
L_0	La portée de la poutre.

p	Entraxe des boulons.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion maximale.
W_{pl}	Module de résistance plastique de la section.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
i	Rayon de gyration.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_t	Résistance des boulons en traction.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
Coefficients et grandeurs sans dimensions	
C_t	Coefficient de topographie.
C_d	Coefficient dynamique.
C_p	Coefficient de pression.
C_e	Coefficient d'exposition au vent.
C_r	Coefficient de rugosité.
C_{fr}	Coefficient de frottement.
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement.
s	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .
γ_M	Coefficient partiel de sécurité.
γ_v	Coefficient partiel de sécurité.
μ	Coefficient de frottement / Coefficient de forme.
R	Coefficient de comportement de la structure.

λ_{LT}	Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement.
χ	Coefficient de réduction pour le flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
K_T	Facteur de terrain.
C_1	Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.
Q_{My}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
c	Facteur de résistance du béton.
Q	Facteur de qualité.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
η	Facteur de correction d'amortissement.
I_w	Facteur de gauchissement.
Sollicitations et contraintes	
M	Moment sollicitant.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{pl}	Moment fléchissant de résistance plastique.
M_{el}	Le moment de résistance élastique.
M_b	Moment résistant de déversement.
M_r	Moment de renversement.
M_s	Moment stabilisant.
V_{sd}	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.
N	Effort normal.
N_{pl}	Effort normal de plastification.

$F_{t,Rd}$	Résistance de l'âme du poteau à la traction.
F_{PC}	Précontrainte de frottement.
F_{fr}	Force de frottements (d'entraînement) éventuelles.
q_p	Pression dynamique de pointe.
W	Pression aérodynamique du vent.
q_{ref}	Pression dynamique de référence.
ρ	Masse volumique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
G	Module cisaillement / Charge permanente.
Q	Surcharge d'exploitation.
Notes de calcul « ROBOT »	
N_{sd}	Effort axial.
$N_{t,Rd}$	Résistance ultime plastique en traction.
V_{sd}	Effort de cisaillement.
$V_{pl,Rd}$	Résistance ultime en cisaillement.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique pour le déversement.
$M_{b,Rd}$	Moment ultime pour le déversement.
$M_{pl,Rd}$	Moment ultime plastique.
$M_{el,Rd}$	Moment ultime élastique.
$M_{y,Rd}$	Moment ultime compte tenu de l'interaction.
L_{fy}	Longueur de flambement.

F_{LRd}	Résistance de l'âme du poteau à la traction.
F_{PC}	Précontrainte de frottement.
F_{fr}	Force de frottements (d'entraînement) éventuelles.
q_p	Pression dynamique de pointe.
W	Pression aérodynamique du vent.
q_{ref}	Pression dynamique de référence.
ρ	Masse volumique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
G	Module cisaillement / Charge permanente.
Q	Surcharge d'exploitation.
Notes de calcul « ROBOT »	
N_{sd}	Effort axial.
$N_{t,rd}$	Résistance ultime plastique en traction.
V_{sd}	Effort de cisaillement.
$V_{pl,rd}$	Résistance ultime en cisaillement.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique pour le déversement.
$M_{b,rd}$	Moment ultime pour le déversement.
$M_{pl,rd}$	Moment ultime plastique.
$M_{el,rd}$	Moment ultime élastique.
$M_{y,rd}$	Moment ultime compte tenu de l'interaction.
L_{fy}	Longueur de flambement.

X_{LT}	Coefficient de déversement.
K_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
M_{ly}	Coefficient pour le calcul de K_{fy} .
M_{iLT}	Coefficient pour le calcul de K_{LT} .
K_y	Coefficient de réduction en flexion.
C_1	Coefficient pour le calcul du moment critique.
$Beta M_y$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
$Beta_{MLT}$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
u	Flèche.
u_{max}	Flèche admissible.
u_{inst}	Flèche due aux charges variables.
$u_{inst,max}$	Flèche admissible due aux charges variables en z.

Introduction Générale

La construction métallique est une branche, qui répond aux besoins actuels dans le domaine de la construction de par sa rapidité, solidité, légèreté et les possibilités architecturales qu'il propose.

Ce dernier touche plusieurs axes tel que les ponts, bâtiments, tours, hangars ..., et aussi la chaudronnerie (réservoirs, cuves, échangeurs, récipient...).

La construction métallique offre d'importants avantages à la réalisation et l'utilisation :

- Utilisation optimale de l'espace grâce aux grandes portées et aux sections réduites des éléments
- Structure porteuses aérées et tolérances réduites facilitant la mise en place des installations techniques et des éléments du second-œuvre.
- Grande liberté grâce aux structures filigranes et légères.
- Facilite l'adoption aux changements d'affectation grâce à des assemblages démontables et à l'intégration de nouveaux éléments et installations.
- Avec les revêtements on obtient un meilleur protecteur contre corrosion et l'incendie
- Economie importante grâce au poids réduit de la structure.
- La légèreté de l'acier qui réduit les charges sur le sol, nous permettons d'avoir des bâtiments de plus grande envergure
- Montage rapide, indépendant des conditions atmosphériques,
- Écologie exemplaire (possibilité de démontage, recyclage).
- Le comportement élastique de l'acier offre une rigidité élevée ainsi, l'acier supporte des contraintes plus importantes à la traction comme à la compression jusqu'à sa limite d'élasticité.

Les structures métalliques présentent également certains inconvénients, on peut citer :

- Mauvaise tenue de l'acier au feu cela exige des mesures de protections délicates.
- Nécessité de l'entretien et de maintenance régulière des éléments contre la corrosion.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

Ce projet consiste faire une étude d'un ouvrage mixte, cette étude est de concevoir une structure métallique répondant aux exigences de stabilité, de sécurité des usages réalisation avec un cout optimal. Cette étude permettra de démontrer les avantages de la Construction métallique dans un projet commercial, notamment en termes de rapidité de Montage, de réduction des charges sur les fondations.

I.2 Présentation du projet

Ce projet consiste à faire une étude d'une structure en R+1 (rez-de-chaussée + un étage), conçue en charpente métallique destinée à usage commercial. Et abriter des activités commerciales variées telle que :

- Le RDC est réservé pour un supermarché.
- Le premier étage est réservé pour un électro-ménager.

I.3 Zone d'implantation

Ce projet est implanté dans la zone de Freha Wilaya de Tizi-Ouzou situé à 300 m d'altitude.

I.4 Présentation de l'ouvrage**I.4.1 Donnée géométrique**

Longueur totale de l'ouvrage : 36 m

La largeur totale de l'ouvrage : 20 m

La hauteur totale de l'ouvrage : 11.5 m

La hauteur du RDC : 6 m

La hauteur de l'étage : 4 m

La hauteur totale des poteaux : 10 m

L'épaisseur du plancher : 12 cm

I.4.2 Données concernant le site :

Altitude : 300 m

Zone de neige : zone A

Zone du vent : zone I

Zone sismique : III

Catégorie du terrain : S3

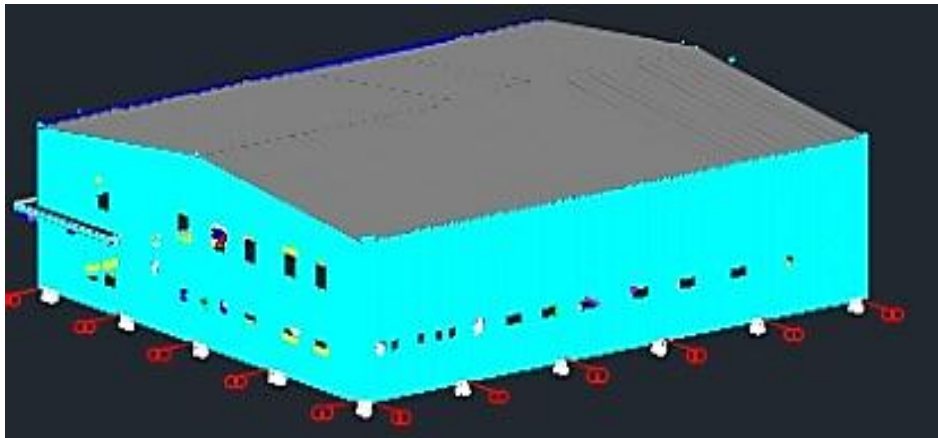


Figure 1.1 vue 3D

I.4.3 Ouvertures :**Façade Nord :**

2 porte automatique : $S=2(5*6) = 60 \text{ m}^2$

2 porte d'accès : $S=2(1200*1900) = 4560000 \text{ mm}^2 = 4.56 \text{ m}^2$

6 fenêtres : $S= 6(2000*1000) = 12000000 \text{ mm}^2 = 12 \text{ m}^2$

Façade sud :

1 porte : $S= (300*400) = 120000 \text{ mm}^2 = 12 \text{ m}^2$

6 fenêtres : $S= 6(2000*1000) = 12000000 \text{ mm}^2 = 12 \text{ m}^2$

Façade Est :

6 fenêtres : $S = 6(3000*1000) = 18000000 \text{ mm}^2 = 18 \text{ m}^2$

6 fenêtres : $S = 6(3000*2000) = 36000000 \text{ mm}^2 = 36 \text{ m}^2$

Façade Ouest :

6 fenêtres : $S = 6 (3000*1000) = 18000000 \text{ mm}^2 = 18 \text{ m}^2$

6 Fenêtres : $S = 6(3000*2000) = 36000000 \text{ mm}^2 = 36 \text{ m}^2$

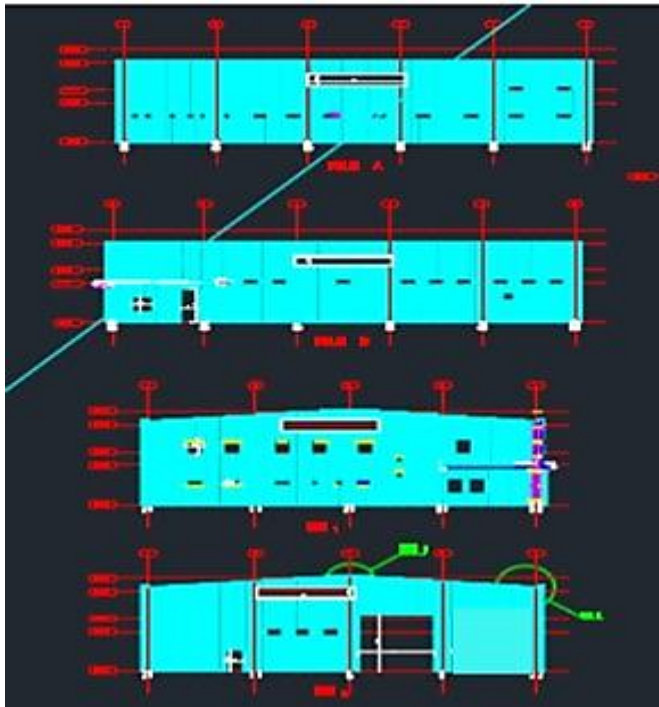


Figure I.2 : vue des ouvertures

I.5 Matériaux utilisés

I.5.1 Acier

On a opté pour des aciers de construction laminé à chaud avec une nuance S235 qui

Présente la caractéristique suivante

Résistance limite d'élasticité : $F_y=235$ MPA

Module d'élasticité longitudinale : $E=210000$ MPA

Module de cisaillement : $G= 81000$ MPA

Poids volumique : 7859 kg/m³

Coefficient de dilatation thermique

Tableau I 1 : valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers.

Norme et nuance d'acier	Épaisseur nominale t de l'élément [mm]			
	$t < 40$ mm		$40 \text{ mm} < t < 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	480
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

I.5.2 Béton armé :

L'acier et le béton présentent de bonnes caractéristiques d'adhérences, d'où l'idée de les Associer pour obtenir le béton armé qui est le matériau le plus utilisé dans la construction. Pour faire du béton armé il faut une disposition spatiale des armatures qui dépend de la forme De l'élément et de la nature de la sollicitation.

Les caractéristiques du béton utilisé sont :

La résistance à la compression : $F_{c28} = 25\text{Mpa}$

La résistance à la traction : $F_{t28} = 0.06f_{c28} + 2.1 \text{ MPA}$

Poids volumique : $\rho = 2400\text{kg/m}^3$

Module d'élasticité : $E = 14000\text{Mpa}$

Coefficient de retrait : $\epsilon = 4.10^{-6}$

I.5.3 Acier de ferrailage

Ferrailage du plancher mixte : Barres d'acier HA de nuance FeE400

I.5.4 Assemblages

On utilisera deux types d'assemblages :

Assemblages boulonnés

Par boulons H.R (haute résistance) à serrage contrôlé dans les encastremets

Par boulons ordinaires dans les autres cas

Assemblages soudés

Les produits d'apport de soudage seront conformes aux normes y afférentes.

I.6 Rapport de sol

Le rapport préliminaire après les études faites sur le sol ou le projet sera implanté nous donne la contrainte du sol tirée de la portance :

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$$

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

II.1 Etude de vent

II.1.1 Introduction

Scientifiquement, le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'air d'une Zone à pression élevée à une zone à faible pression.

Il exerce sur les structures des actions extérieures (compressions et tractions) et intérieures (Suppressions et dépressions) agissant perpendiculairement aux parois considérées.

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude Approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce Dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement Neige et vent RNVA2013.

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

La région

La direction.

Le site d'implantation de la structure et leur environnement.

La forme géométrique et les ouvertures qui sont contenues par la structure.

La rigidité de la construction. Selon le sens du vent et état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés Vent sur long-pan avec surpression intérieure. Vent sur long-pan avec dépression intérieure. Vent sur pignon avec surpression intérieure. Vent sur pignon avec dépression intérieure.

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

Perpendiculaire :

Au log pan V2

Au pignon V1 2.

II.2 Détermination des actions du vent

II.2.1 Détermination du coefficient d'exposition C_e

Il est fonction des effets de rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. Pour les constructions peu sensibles aux effets dynamiques ($C_d < 1,2 \rightarrow$ CPSED), On a :

$$C_o(z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot \left[\frac{1+7 \cdot k_t}{C_t(z) \cdot C_r(z)} \right]$$

K T : Facteur de terrain : donné **au tableau 2.4** (RNV99).

Cr : Coefficient de rugosité : il traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse Moyenne du vent.

II.2.2 Coefficient de rugosité C_r

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse Moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(z) = K_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 300\text{m}$$

Z min : donné en fonction de la catégorie du terrain

Ct : l'accroissement de la vitesse du Vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les

Collines coefficient de topographie : Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte, les Dénivellations isolées ; Etc...

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (Chapitre II RNVA2013).

(Formule 2.4, chapitre 2 RNVA2013).

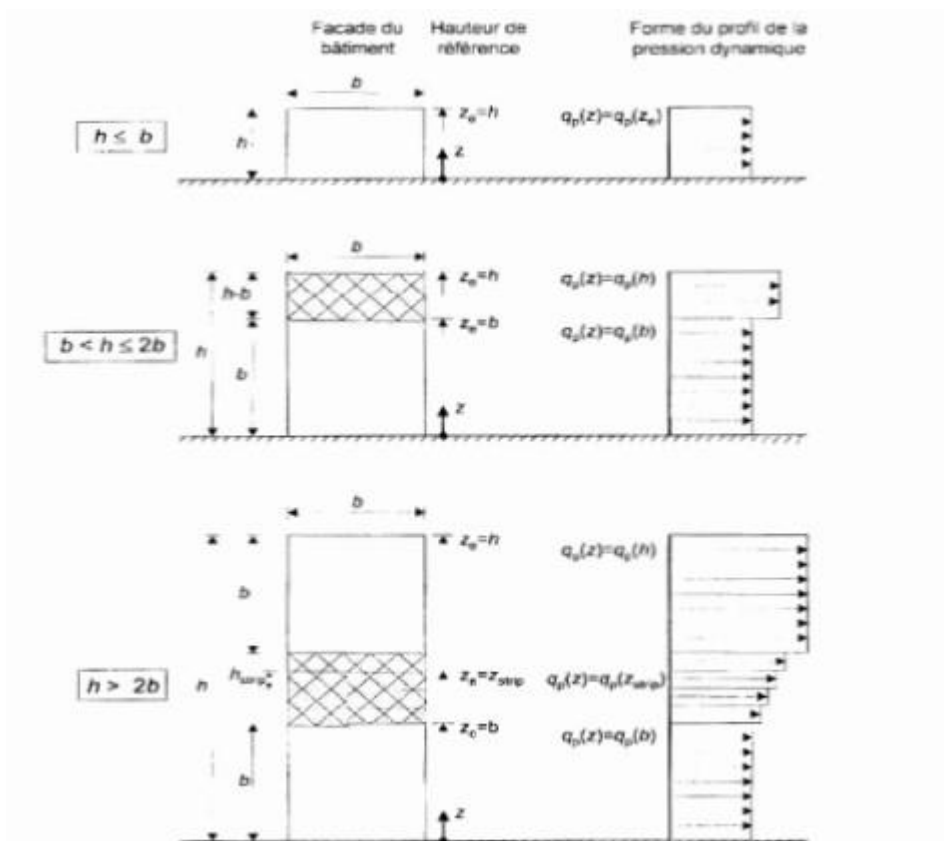


Figure II.1 : Hauteur de référence

II.2.3 Détermination de la pression dynamique Q_{dyn} :

$$q_h = q_{ref} \times C_e$$

q_{ref} (daN/m²) : c'est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes,

Elle est donnée par le Tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul) par

$$Q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

II.2.4 Détermination des coefficients de pression :

a) Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieur C_{pe} applicable aux bâtiments et aux parties de Bâtiments, ils dépendent de la dimension de la surface chargée A , qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer.

Les coefficients de pression extérieurs sont donnés pour des surfaces chargées A de 1m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés **C_{pe10}** pour les coefficients locaux, et **c_{pe10}** pour les coefficients globaux, respectivement

(Chapitre 5 : coefficient de pression p 80 RNV 2013).

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

Remarque :

Dans nos calculs on considère deux cas :

Le cas où les portes et les fenêtres sont fermées.

Le cas où les portes et les fenêtres sont ouvertes.

Et pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on s'est référé

Au tableau (5-1 RNV 2013)

Les valeurs de c_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de

Même signe $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

b) Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Il est fonction du type de la construction et de ses ouvertures par rapport à la direction du vent.

II.3 . Détermination des pressions :

D'après le règlement, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = q_h \times (C_{pe} - C_{pi})$$

II.4 Calcul de la force de frottement :

C'est une force complémentaire qui doit être introduite pour tenir compte du frottement qui

S'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le calcul des structures de Catégorie I, pour lesquelles soit le rapport (d/b) soit le rapport (d/h) elle est donnée par La formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_h(z) \cdot C_{frj} \cdot S_{frj})$$

C_{frj} : coefficient de frottement.

S_{frj} : aire de l'élément de surface j.t :

B. application

II.5 . Présentation générale

II.5.1 . Données relatives au site

- Site plat : $C_t(z) = 1$
- Zone du vent : zone 1 : $q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$
- Terrain de catégorie : III
- Le facteur de terrain : $K_t = 0.215$
- Le paramètre de rugosité : $Z_0 = 0.3 \text{ m}$
- La hauteur minimale : $Z_{min} = 5 \text{ m}$

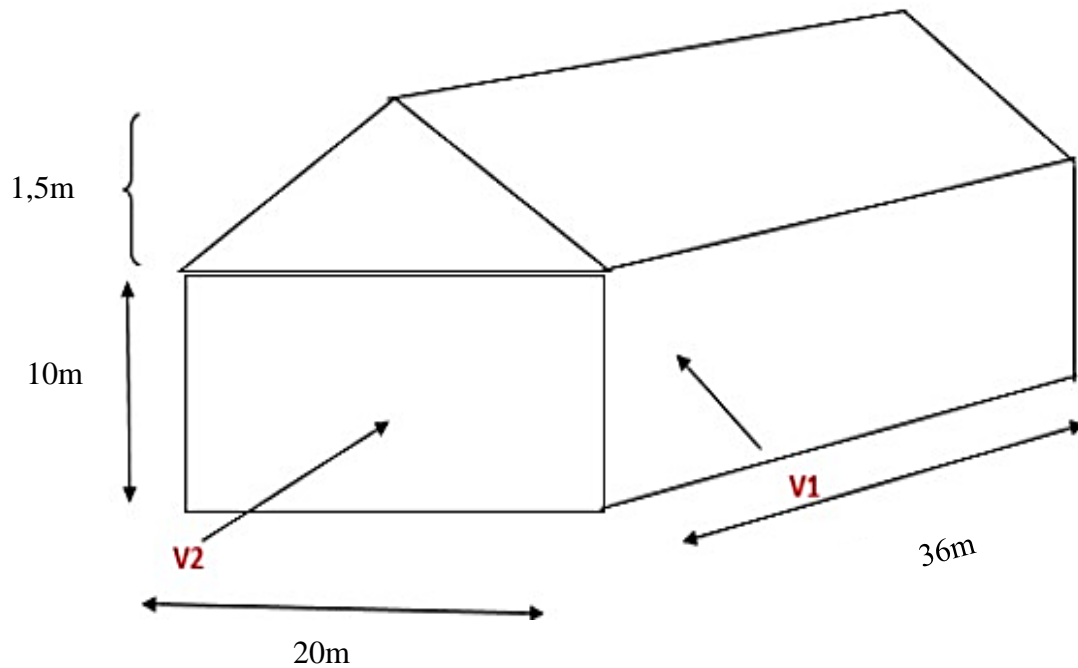


Figure II.2 : direction des vents

II.6 Étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

II.6.1 Pour les parois verticales

$Z = 10 \text{ m}$ et $Z_{\min} = 5 \text{ m}$

$Z_{\min} = 5 \text{ m} < Z = 10 \text{ m} < 300 \text{ m}$

$$Cr(z) = K_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.215 * \ln\left(\frac{10}{0.3}\right) = 0.753$$

$Cr(z) = 0.753$

II.6.2 Pour la toiture

$Z = 11.5 \text{ m}$ et $Z_{\min} = 5 \text{ m}$

$Z_{\min} = 5 \text{ m} < Z = 11.5 \text{ m} < 300 \text{ m}$

$$Cr(z) = K_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.215 * \ln\left(\frac{11.5}{0.3}\right) = 0.783$$

$Cr(z) = 0.783$

II.7 Calcule de l'intensité de la turbulence

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 les deux équation suivantes :

$$Iv(z) = \left(\frac{1}{Ct(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right) \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

II.7.1 Pour les parois verticales

On a $Z=10\text{m} > Z_{\min}=5\text{m}$

$$Iv(z=10\text{m}) = \left(\frac{1}{1 * \ln\left(\frac{10}{0.3}\right)} \right) = 0.285$$

Iv(z)=0.285

II.7.2 Pour la toiture

On a $Z=11.5\text{m} > Z_{\min}=5\text{m}$

$$Iv(Z=11.5\text{m}) = \left(\frac{1}{1 * \ln\left(\frac{11.5}{0.3}\right)} \right) = 0.274$$

Iv(z=11.5) = 0.274

A.N : pour le coefficient d'expositio

On a $C_{ex} = Ct^2 * Cr^2 * (1 + 7 Iv)$

- Pour la paroi verticale

$$C_{ex} = Ct^2 * Cr^2 * (1 + 7 Iv)$$

$$C_{ex} = 1^2 * 0.753^2 * (1 + 7 * 1.788)$$

A.N : le calcul de la dynamique de point

On a : $q_p = q_{ref} * c_d * C_{ex}$

- Pour la paroi verticale

$$Q_p = 1 * 37.5 * 1.706 = 63.97 \text{ dan/m}^2$$

$$q_p = 63.97 \text{ dan/m}^2$$

- Pour la toiture

$$q_p = 1 * 37.5 * 1.788 = 67.05 \text{ dan/m}^2$$

$$q_p = 67.5 \text{ dan/m}^2$$

II.8 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}

Généralement en construction métallique, les éléments individuels de structure sont affectés par des

Surfaces de paroi supérieures à 10 m^2 , et seuls les coefficients $C_{pe,10}$ sont donc à considérer dans les calculs De dimensionnement.

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent

De la dimension de la surface chargée A , qui est la surface de la construction produisant action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m^2 et 10 m^2 dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement (chapitre 5 : coefficient Dépression page 80 RNVA2013)

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

Avec : S est la surface chargée de la paroi considéré

II.8.1 Vent perpendiculaire à la grande face V1

- **Pour cette direction de vent**

$$b = 36 \text{ m} \quad ; \quad d = 20 \text{ m} \quad ; \quad h = 11.5 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h)$$

$$e = \min(36 ; 2(11.5)) \rightarrow e = \min(36 ; 23)$$

$$e = 23 \text{ m} \quad \rightarrow \quad e > d$$

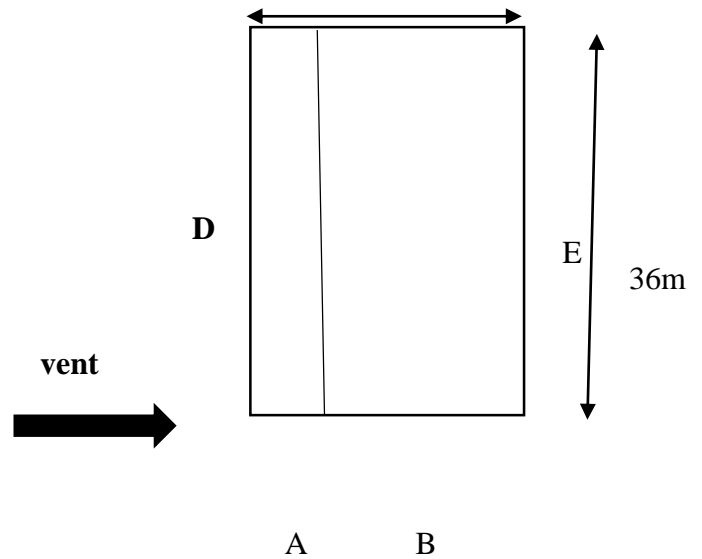
- **La paroi verticale $e > d \Rightarrow$ on aura les zones A, B, D, E**

Il convient de diviser les parois comme suivant :

Pour les valeurs A et b

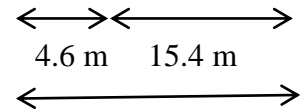
20 m

- Zone A : $e/5 = \frac{23}{5} = 4.6$ m
- Zone B : $d - e/5 = 20 - 4.6 = 15.4$ m
- Zone D : 36 m
- Zone E : 36 m



Calcul des surfaces des zones chargés pour la paroi verticale

- $S_a = S_A = (e/5) * h = (4.6 * 10) + 1.38 = 47.38$ m²



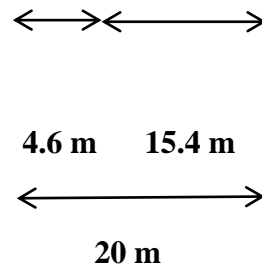
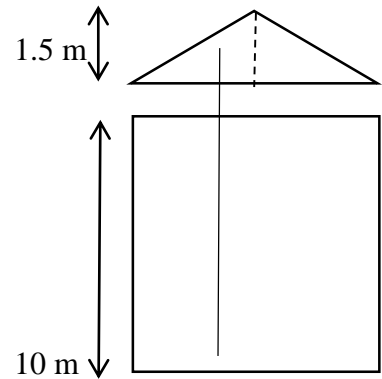
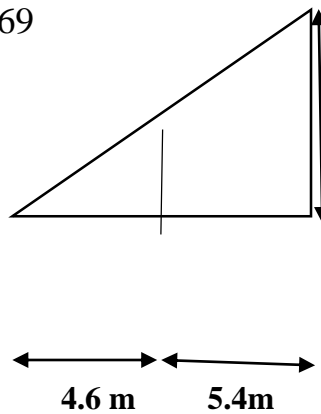
On calcule avec l'interpolation linéaire la surface (Sb) :

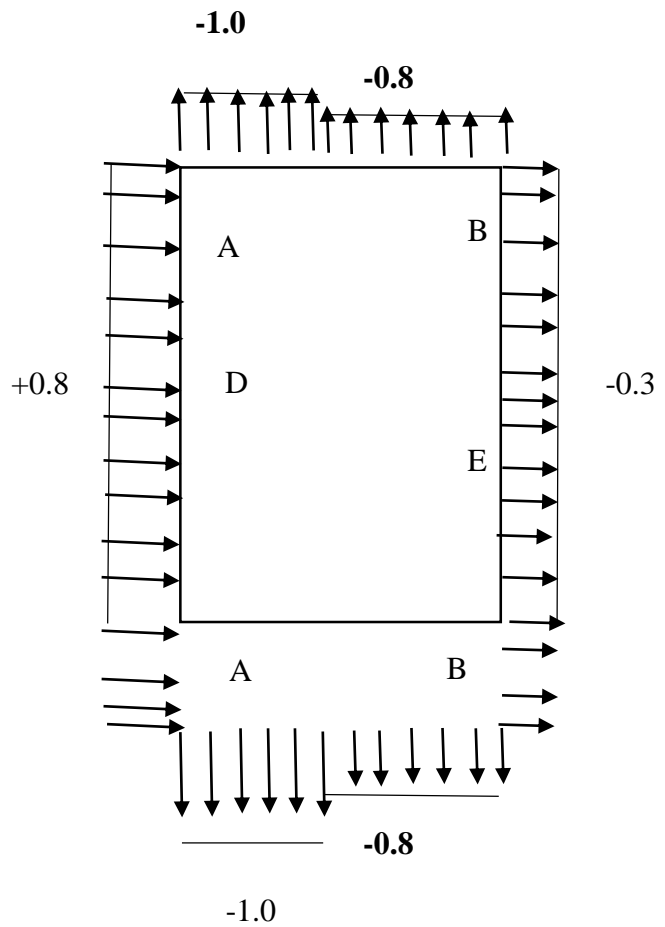
- $S_b = 2.187 + 7.5 + 3.726 + 154 = 167.413$ m²

$$\frac{1.5}{10} = \frac{x}{4.6} \Rightarrow x = \frac{105 * 4.6}{10} = 0.69$$

- $S_1 = \frac{0.69 * 4.6}{2} = 1.38$ m²

- $S_2 = 5.637$ m²





- **Versant toiture (e > d)**

La toiture est inclinée de 8.53° :

La toiture est à plusieurs versants positifs ; on prend donc les valeurs de C_{pe} d'une toiture à

Un versant correspondant à $\theta = 0^\circ$ pour le 1 er versant.

- $e/4 = \frac{23}{4} = 5.75$
- $e/10 = \frac{23}{10} = 2.3$

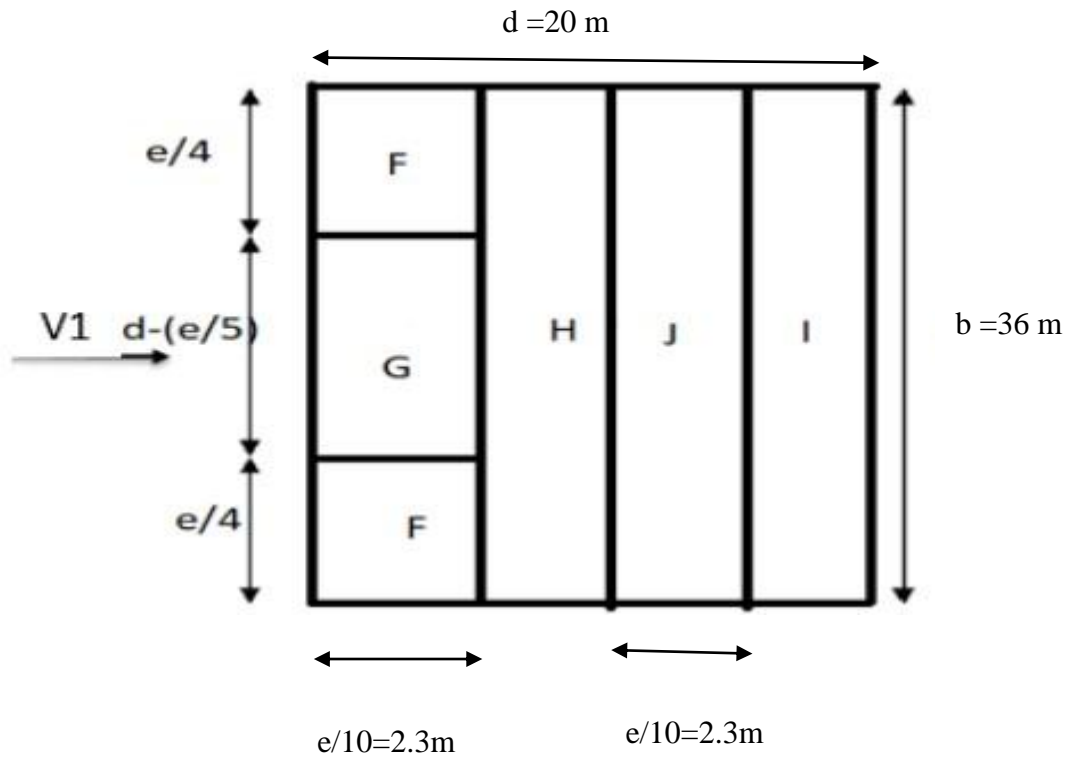


Figure II.3. Les zones de C_{pe} pour la toiture.

Les surfaces des zones chargées pour la toiture

- $S_f = 2 \cdot 5.75 \cdot 2.3 = 26.45 \text{ m}^2$
- $S_G = 24.5 \cdot 2.3 = 56.35 \text{ m}^2$
- $S_H = 7.7 \cdot 36 = 277.2 \text{ m}^2$
- $S_J = 2.3 \cdot 36 = 82.8 \text{ m}^2$
- $S_I = 7.7 \cdot 36 = 277.2 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 . Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 CH.5, article 5.1.1.2). Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone.

➤ Calcul du coefficient de pression extérieur C_{pe}

Les valeurs du C_{pe} sont en fonction de l'inclinaison du versant, on a α = 8.53° ; cette valeur est comprise dans le tableau entre 5° et 15° donc dans ce cas on obtient les valeurs de C_{pe} par interpolation linéaire entre les coefficients de pression pour α = 5° et α = 15° par la formule suivante.

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$$

Tableau II-1 : Surface des zones chargées pour la toiture

Zone	F	G	H	J	I
La surface (m ²)	26.45	56.35	277.2	82.8	277.2

Par interpolation linéaire on obtient :

• **Zone F :**

$$C_{pe} 5^\circ = -1.7 \qquad -1.7 + \frac{-0.9 - (-1.7)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -1.4$$

$$C_{pe} 15^\circ = -0.9 ; 0.2 \qquad -1.7 + \frac{+0.2 - (-1.7)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -1.02$$

• **Zone G :**

$$C_{pe} 5^\circ = -1.2 \qquad -1.2 + \frac{-0.8 - (-1.2)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -1.05$$

$$C_{pe} 15^\circ = -0.8 ; +0.2 \qquad -1.2 + \frac{+0.2 - (-1.2)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -1.005$$

• **Zone H :**

$$C_{pe} 5^\circ = -0.6 \qquad -0.6 + \frac{-0.3 - (-0.6)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -0.49$$

$$C_{pe} 15^\circ = -0.3 ; +0.2 \qquad -0.6 + \frac{+0.2 - (-0.6)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -0.31$$

- **Zone J :**

$$C_{pe5^\circ} = -0.6 \qquad -0.6 + \frac{+0.2 - (-0.6)}{15-5} (8.53 - 5) = -0.32$$

$$C_{pe15^\circ} = +0.2 ; -1.0 \qquad -0.6 + \frac{-1.0 - (-0.6)}{15-5} (8.53 - 5) = -0.74$$

- **Zone I :**

$$C_{pe5^\circ} = -0.6 \qquad -0.6 + \frac{-0.4 - (-0.6)}{15-5} (8.53 - 5) = -0.52$$

$$C_{pe15^\circ} = -0.4$$

II.8.2 Le vent perpendiculaire à la petite face V2 (pignon)

Pour cette direction du vent on a :

$$b = 20 \text{ m} ; d = 36 \text{ m} ; h = 11.5 \text{ m} \quad \text{avec } \theta = 90^\circ$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(20 ; 2 * 11.5) = 20$$

$$e = 20 \text{ m} \qquad \longrightarrow \qquad e < d$$

- **La paroi verticale $e < d$:**

Il convient de diviser les parois comme suivant :

- **Zone A :** $e/5 = \frac{20}{5} = 4 \text{ m}$
- **Zone B :** $4 * e/5 = \frac{4*20}{5} = 16 \text{ m}$
- **Zone C :** $d - e = 36 - 20 = 16 \text{ m}$
- **Zone D :** 20 m
- **Zone E :** 20 m

Les surfaces des zones chargées pour la paroi verticale :

- **SD=SE=** $20*11.5= 230 \text{ m}^2$
- **SA=** $4*11.5 = 46 \text{ m}^2$
- **SB =** $16*11.5 = 184 \text{ m}^2$
- **SC =** $16*11.5 = 184 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à 10m². Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 CH.5, article 5.1.1.2). Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone.

Tableau II-2 Coefficients de pressions extérieures (parois verticales) « V2 »

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	-0.8	-0.3

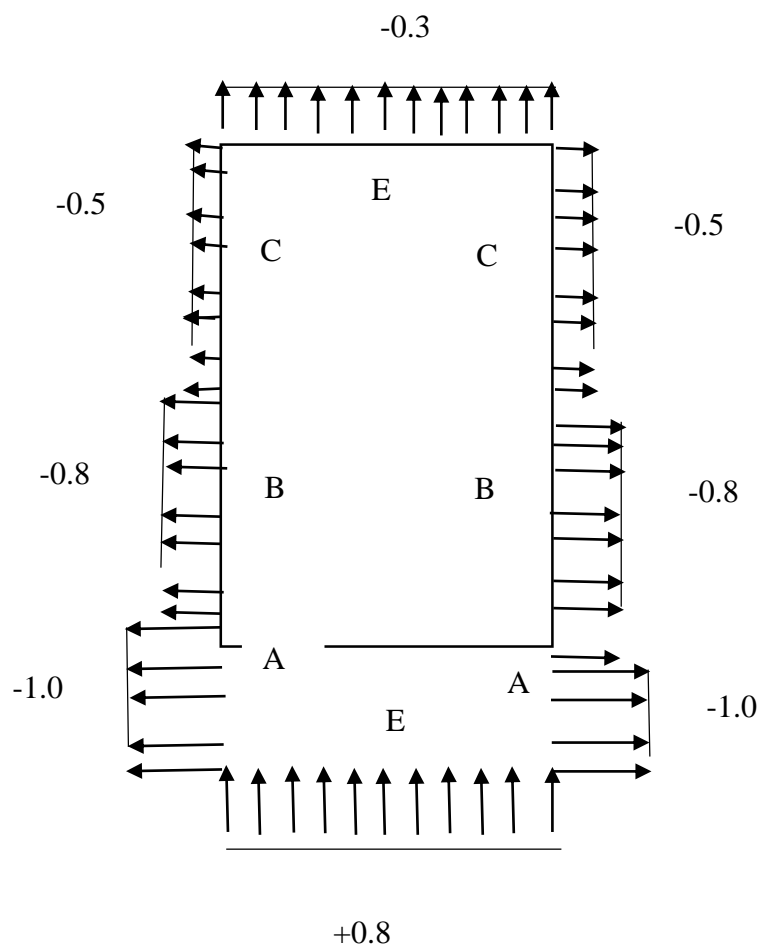
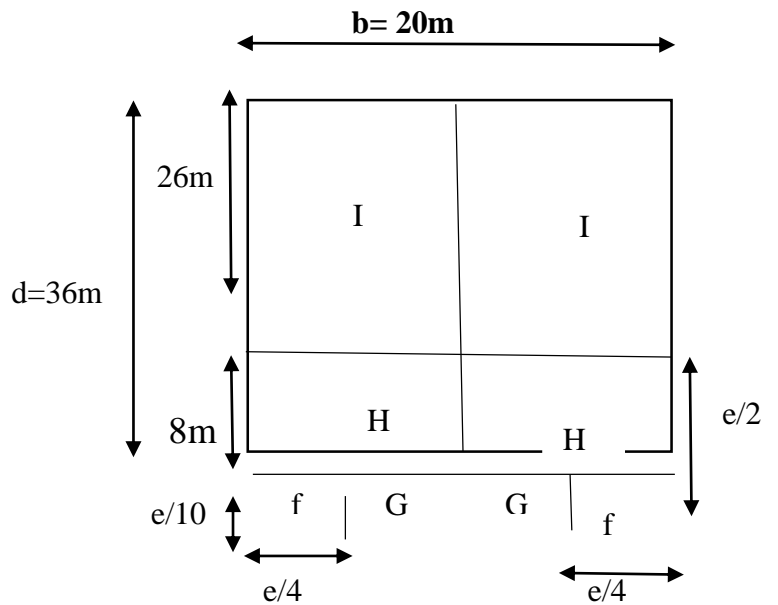


Figure II.4 les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le pignon

- **Versant de toiture (e < d)**

Les zone correspondent à la toiture :

- Zone F : $e/4 = 5\text{ m}$
- Zone H : $e/2 = 10\text{ m}$
- Zone G : $e/2 = 10\text{ m}$
- Zone I : $36 - e/2 = 26\text{ m}$



Les surfaces des zones chargées pour la toiture

- $S_f = 2 * 5 * 2 = 20\text{ m}^2$
- $S_g = 2 * 10 = 20\text{ m}^2$
- $S_h = 8 * 20 = 160\text{ m}^2$
- $S_I = 26 * 20 = 520\text{ m}^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 . Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 CH.5, article 5.1.1.2). Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone.

Les valeurs de C_{pe} avec $\alpha = 8.53$ S'obtient par interpolation linéaire :

- **Zone F :**

$$C_{pe5^\circ} = -1.6 \qquad -1.6 + \frac{-1.3 - (-1.6)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -1.49$$

$$C_{pe15^\circ} = -1.3$$

- **Zone G :**

$$C_{pe5^\circ} = -1.3 \qquad -1.3 + \frac{-1.3 - (-1.3)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -1.3$$

$$C_{pe15^\circ} = -1.3$$

- Zone H :

$$C_{pe5^\circ} = -0.7 \qquad -0.7 + \frac{-0.6 - (-0.7)}{15-5} (8.53 - 5) = -0.66$$

$$C_{pe15^\circ} = -0.6$$

- Zone I :

$$C_{pe5^\circ} = -0.6 \qquad -0.6 + \frac{-0.5 - (-0.6)}{15-5} (8.53 - 5) = -0.56$$

$$C_{pe15^\circ} = -0.5$$

➤ **Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pe}**

Le coefficient de pression intérieure C_i des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p (figure 5.14 du chapitre 5 du RNV 2013).

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

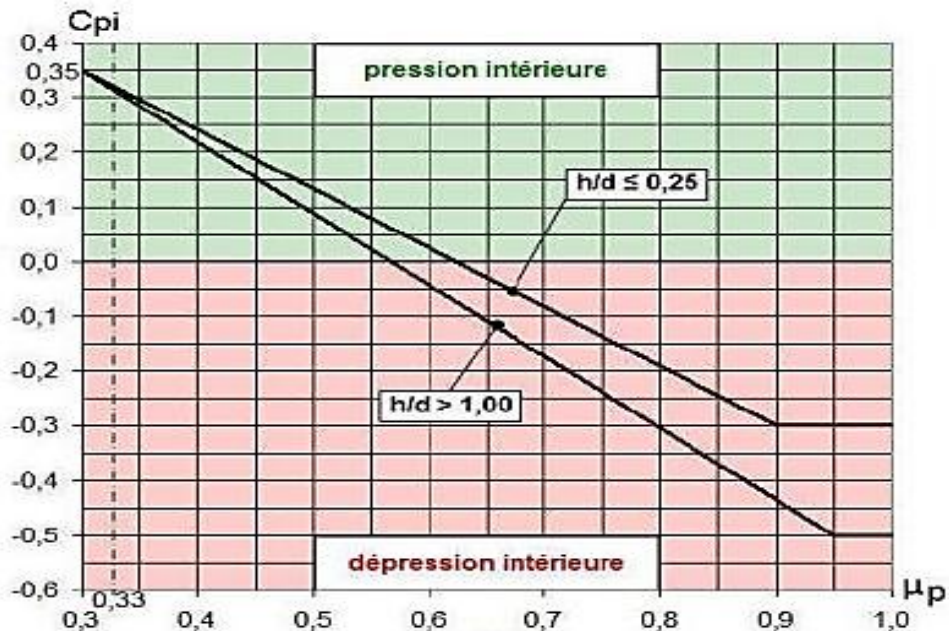


Figure II-5 : Coefficient de pression intérieure (distribution uniforme des ouvertures)

D'après la « note 2 § 7.2.9 NF EN 1991-1-4 » les valeurs recommandées lors qu'on ne connaît pas la perméabilité des parois du bâtiment ; on peut travailler avec des valeurs extrêmes :

- **Pression intérieure** : $C_{pi} = +0.2$
- **Dépression intérieure** : $C_{pi} = -0.3$

On a :

$$W(z) = qp(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

- **La valeur de la pression aérodynamique sur les parois verticales et versant de toiture cas de vent perpendiculaire au long pan ($C_{pi} = +0.2$) :**
- **Tableau II-3** Valeur de pression aérodynamique des parois vertical et versant toiture $\Theta=0^\circ$ (V1)

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$Qp(z)$	$W(z)$ daN
A	-1.0	+0.2	-1.2	63.67	-76.404
B	-0.8	+0.2	-1	63.67	-63.67
D	+0.8	+0.2	0.6	63.67	38.202
E	-0.3	+0.2	-0.5	63.67	-31.835
F	-1.4	+0.2	-1.6	67.05	-107.28
	-1.02		-1.22		-81.801
G	-1.05	+0.2	-1.25	67.05	-83.812
	-1.005		-1.205		-80.795
H	-0.49	+0.2	-0.69	67.05	-46.264
	-0.31		-0.51		-34.195
I	-0.52	+0.2	-0.72	67.05	-48.276
J	-0.32	+0.2	-0.52	67.05	-34.866
	-0.74		-0.94		-63.027

- La valeur de la pression aérodynamique sur les parois verticales et versant de toiture, cas de vent perpendiculaire au long pan ($c_{pi} = -0.3$) :

Tableau II-4 Valeur de pression aérodynamique des parois vertical et versant toiture $\Theta=0^\circ$ (V1)

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$qp(z)$	$Wz(\text{daN})$
A	-1.0	-0.3	-0.7	63.67	-44.569
B	-0.8	-0.3	-0.5	63.6	-31.835
D	+0.8	-0.3	1.1	63.67	70.37
E	-0.3	-0.3	0	63.67	0
F	-1.4	-0.3	-1.1	67.05	-73.755
	-1.02		-0.72		-48.276
G	-1.05	-0.3	-0.75	67.05	-50.28
	-1.005		-0.705		-47.27
H	-0.49	-0.3	-0.19	67.05	-12.73
	-0.31		-0.01		-0.670
I	-0.52	-0.3	-0.22	67.05	-14.751
J	-0.32	-0.3	-0.02	67.05	-1.341
	-0.74		-0.44		-29.502

Les valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et versant de toiture perpendiculaire de pignon ($\theta = 90^\circ$; $C_{pi} = +0.2$):

Tableau II-5 Valeur de pression aérodynamique des parois vertical et versant toiture $\Theta=90^\circ$ (V2)

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$qp(z)$	$W_z(\text{daN})$
A	-1.0	+0.2	-1.2	63.67	-76.404
B	-0.8	+0.2	-1.0	63.67	-63.67
C	-0.5	+0.2	-0.7	63.67	-44.569
D	+0.8	+0.2	0.6	63.67	38.202
E	-0.3	+0.2	-0.5	63.67	-31.835
F	-1.49	+0.2	-1.69	67.05	-113.314
G	-1.3	+0.2	-1.5	67.05	-100.575
H	-0.66	+0.2	-0.86	67.05	-57.663
I	-0.56	+0.2	-0.76	67.05	-50.958

Les valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et versant de toiture perpendiculaire de pignon ($\theta=90^\circ$; $C_{pi}=-0.3$) :

Tableau II-6 Valeur de pression aérodynamique des parois vertical et versant toiture $\Theta=90^\circ$ (V2)

zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$qp(z)$	$W_z(\text{daN})$
A	-1.0	-0.3	-0.7	63.67	-44.569
B	-0.8	-0.3	-0.5	63.67	-31.835
C	-0.5	-0.3	-0.2	63.67	-12.734
D	+0.8	-0.3	+1.1	63.67	+70.037
E	-0.3	-0.3	0	63.67	0
F	-1.49	-0.3	-1.19	67.05	-79.789
G	-1.3	-0.3	-1.0	67.05	-67.05
H	-0.66	-0.3	-0.36	67.05	-24.138
I	-0.56	-0.3	-0.26	67.05	-17.433

II.8.3 . Calcul de la force de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

Selon « RNV 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3 ».

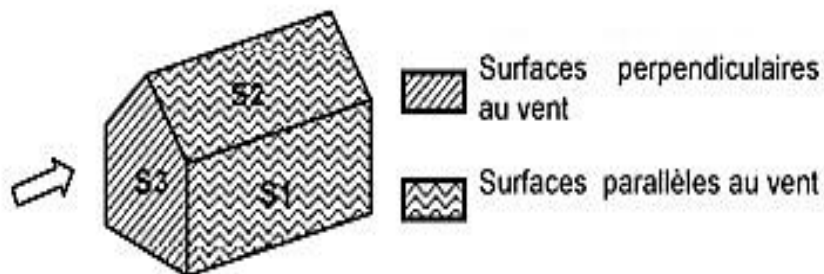


Figure II-6 Représentation des surfaces de frottement

La force de frottements est négligeables si : $S_2 + S_1 \leq 4 S_3$

A. Direction vent perpendiculaire au pignon :

• Surface parallèle au vent

$$S_1 = 36 * 10 = 360 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 36 * \left(\left(\frac{10}{10/2} \right) * 2 \right)$$

$$S_2 = 364.02 \text{ m}^2$$

• Surface perpendiculaire au vent

$$S_3 = 10 * 20 + \left(1.5 * \frac{1.5}{2} \right) * 2$$

$$S_3 = 215 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_1 + S_2 < 4 (S_3) \quad \longrightarrow \quad 360 + 364.02 = 724.02 \text{ m}^2 < 4(215) = 860 \text{ m}^2$$

Conclusion : la force de frottement F_{fr} négligeable

II.8.4 -Calcul de l'air de frottement Afr

La force de frottement *Ffr* est donnée par la formule suivante :

- $Ffr = \sum (qp(z) \times cfr \times afr)$

qp(z) : (en daN/m²) est la pression dynamique du vent à la hauteur 'h' considérée.

Cfr : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent. *Cfr* = 0.04 (tableau 2.8 chapitre 2 RNV 2013).

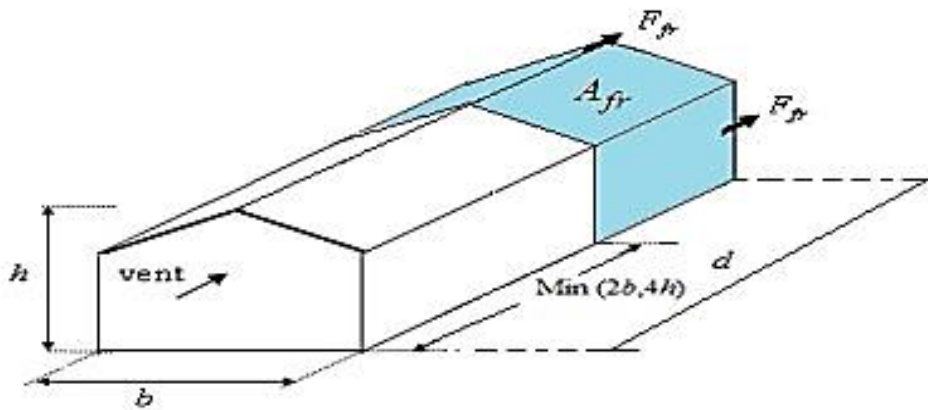


Figure II-7 Représentation du frottement

$$\text{Min} (2 b ; 4h) = \text{min}(2 \times 20 ; 4 \times 11.5) = 40 \text{ m}$$

$$\text{Min} (40 ; 46) = 40\text{m}$$

$$Afr = (4 \times 10) \times 2 + \left(\frac{10}{\cos 8.53} \times 4 \right) \times 2$$

$$Afr = 80 + 80.89$$

$$Afr = 160.89 \text{ m}^2$$

$$Cfr = 0.04$$

$$Ffr = 67.05 \times 0.04 \times 80.89 + 63.67 \times 0.04 \times 80$$

$$Ffr = 420.69 \text{ da}$$

➤ Direction du vent ($\theta = 0^\circ$)

Tableau II.7. Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent perpendiculaire au Long pan ($\Theta=0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2

Zone	FW _x (daN)	FW _z (daN)
D	360*38.20=13752 →	0
E	360*31.83=11452.8 →	0
F1	26.45*(107.28)*tang8.53=425.59 ←	26.45*(107.28)=2837.55 ↑
F2	26.45*(107.28)*tang 8.53 = 425.59 ←	26.45*(107.28)=2837.55 ↑
G	56.35*(83.81)*tang 8.53 = 708.33 ←	56.35*(83.81) = 4722.69 ↑
H	277.2*(46.26)*tang 8.53 = 1923.31 ←	277.2*(46.26) = 12823.27 ↑
I	277.2*(48.27)*tang 8.53 = 1923.31 →	277.2*(48.27)=13380.44 ↑
J	82.8 *(63.02) *tang 8.53 = 782.63 →	82.8 *(63.02) = 5218.05 ↑
Total	24433.92	41819.55 ↑

Tableau II.8. Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent perpendiculaire au Long pan ($\Theta=0^\circ$) avec pression intérieure de -0.3

Zone	FW _x (daN)	FW _z (daN)
D	360*70.03 = 25210.8 →	0
E	360*0 = 0 →	0
F1	26.45*(-73.75)*tang 8.53 =292.57 ←	26.45*(73.75)=1950.68 ↑
F2	26.45*(-48.27)*tang 8.53 =191.49 ←	26.45*(48.27)=1276.74 ↑
G	56.35*(-50.28)*tang 8.53 =424.95 ←	56.35*(50.28)=2833.27 ↑
H	277.2*(-12.73)*tang 8.53=529.26 ←	277.2*(12.73)=3528.75 ↑
I	277.2*(-14.75)*tang 8.53=613.24 →	277.2*(14.75)=4088.7 ↑
J	82.8*(-29.50)*tang8.53=366.35 →	82.8*(29.50)=2442.6 ↑
Total	24752.12 ↑	16120.74 ↑

Tableau II.9. Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent perpendiculaire au pignon ($\Theta=90^\circ$) avec pression intérieure de +0.2

zone	FW _x (daN)	FW _z (daN)
D	$215 \times 38.20 = 8213$	0
E	$215 \times 0 = 0$	0
F1	0	$20 \times 113.31 = 2266.2$
F2	0	$20 \times 113.31 = 2266.2$
G	0	$20 \times 100 = 2000$
H	0	$160 \times 57.66 = 9225.6$
I	0	$520 \times 50.95 = 26494$
Ffr	420.69	0
Total	8633.59	42252

Tableau II.10. Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent perpendiculaire au pignon ($\Theta=90^\circ$) avec pression intérieure de -0.3

Zone	FW _x (daN)	FW _z (daN)
D	$215 \times 70.03 = 15105$	0
E	$215 \times 0 = 0$	0
F1	0	$20 \times 79.78 = 1595.6$
F2	0	$20 \times 79.78 = 1595.6$
G	0	$20 \times 67.05 = 1341$
H	0	$160 \times 24.13 = 3860.8$
I	0	$520 \times 17.43 = 9063.6$
Ffr	420.69	0
Total	15526.16	17456.6

Tableau II.11. Les forces horizontales et vertical des point d'application vent (($\theta = 0$)
Avec pression intérieure +0.2

	Composante horizontale F_{wx} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)	X(m)	Y(m)	Z(m)
D	13752	0	0	18	5
E	11458.8	0	20	18	5
F1	425.59	2837.55	1.15	2.87	10.172
F2	425.59	2837.55	1.15	33.12	10.172
G	708.33	4722.69	1.15	18	10.172
H	1923.31	12823.27	6.15	18	10.92
I	1923.31	13380.44	16.15	18	10.57
J	782.63	5218.05	11.15	18	11.32
F_{wx}	24433.92		10.45	18	2.31
F_{wz}		41819.55	8.80	18	10.67

• Coordonnés du point d'application de la résultante :

$$X_1 = \frac{(13752 \times 0) + (11458.8 \times 20) + (-425.59 \times 1.15) + (-425.59 \times 1.15) + (-708.33 \times 1.15) + (-1923.31 \times 6.15) + (1923.31 \times 16.15) + (782.63 \times 11.15)}{24433.92}$$

$X_1 = 10.45$

$$Y_1 = \frac{(13752 \times 18) + (11458.8 \times 18) + (-425.59 \times 2.87) + (-425.59 \times 33.12) + (-708.33 \times 18) + (-1923.31 \times 18) + (1923.31 \times 18) + (782.63 \times 18)}{24433.92}$$

$Y_1 = 18$

$$Z_1 = \frac{(13752 \times 5) + (11458.8 \times 5) + (-425.59 \times 10.172) + (-425.59 \times 10.172) + (-708.33 \times 10.172) + (-1923.31 \times 10.92) + (1923.31 \times 10.57) + (782.63 \times 11.32)}{24433.92}$$

$Z = 2.31$

II.8.5 Coordonnées du point d'application de la résultante a.

a) Composante horizontale F_{wx} :

II.9 Calcul de la stabilité d'ensemble :

Pression intérieure de +0.2.

II.9.1 Vérification de la stabilité transversale :

Direction de vent ($\theta = 0^\circ$)

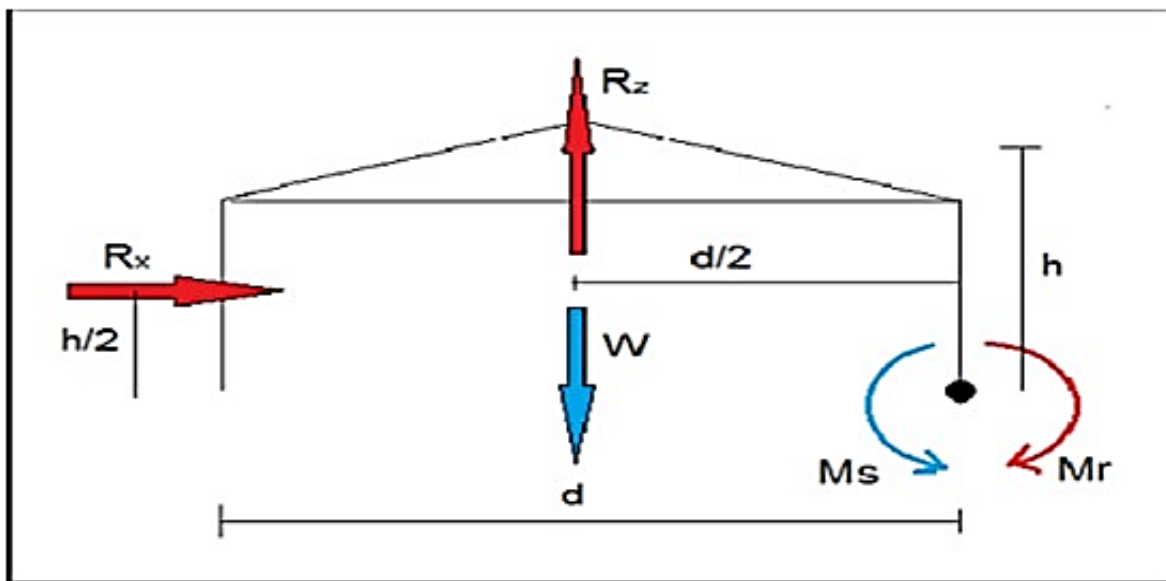


Figure II.18. Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long pana

a. Calcul du moment de renversement :

b. Calcul du moment stabilisant :

La surface du bâtiment :

$$W=50 \times 20 \times 36 = 36000 \text{ daN}$$

$$M_s=36000 \times 10 = 360000 \text{ daN} = 3600 \text{ KN.m}$$

$$M_r=4558.19 \text{ KN.m} > M_s = 3600 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{la stabilité transversale et non vérifiée}$$

Il faut vérifier que la conditions suivant vérifier : $M_s=W' * \frac{d}{2} > 4558.19$

Calcule du moment de renversement :

$$Mr = F_{wx} \times 2.31 + F_{wz} \times (20 - 10.45)$$

$$Mr = 24433.92 \times 2.31 + 41819.55 \times (20 - 10.45)$$

$$Mr = 455819.01 \text{ KN.m}^2 = 4558.19 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = w \times 10$$

Avec :

$W = 50 \text{ daN/m}^2$ \longrightarrow Poids approximatif par m^2 de la surface en plan du bâtiment.

$$W' \geq \frac{Mr}{\frac{b}{2}} = \frac{4558.19}{\frac{20}{2}} = \frac{4558.19}{10} = 455.819 \text{ KN}$$

Le poids propre du bâtiment :

$$W = 36 \times 20 \times 0.5 = 360 \text{ KN}$$

Il faut dimensionner les semelles de fondations de manière à ce leurs soient au minimum de :

$$455.819 - 360 = 95.819$$

Nombre total de poteaux : 14

Le poids minimal d'une semelle en béton doit donc être de :

$$\frac{95.819}{14} = 6.844 \text{ KN}$$

Le volume du béton nécessaire est de $\frac{6.844}{25} = 0.27$ (semelle de 1 m^2 par 0.27 m de profondeur).

Pour des raison pratiques et sécurité :

$$W = 0.7 \times 25 \times 14 = 245 \text{ KN} \longrightarrow \text{Le poids additionnel du aux semelle de fondations.}$$

Le poids total de la structure sera donc :

$$W = 360 + 245 = 605 \text{ KN}$$

Avec :

Le poids volumique de béton supposé est de 25 KN/m^3

Vérification :

Donc :

$$W = 0.7 \times 36 \times 20 = 504 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_s = W \times \frac{d}{2} = 605 \times \frac{20}{2}$$

$$M_s = 6050 \text{ KN.m}$$

$M_s = 6050 \text{ KN.m} > M_r = 4558.19 \text{ KN.m} \longrightarrow$ la stabilité transversale vérifier

Conclusion :

L'étude climatique de notre ouvrage nous permet de déterminer tous les effets agissant sur la structure (effort de vent et de la neige) et ensuite les intégrer pour dimensionnement des éléments principale secondaire.

II. Etude de l'action de la neige sur la construction :**II.1. Calcul des charges de la neige :**

La charge caractéristique de neige sur le sol S_K par unité de surface est fonction de la Localisation géographique et l'altitude du lieu considère. La valeur de S_K est déterminée par Les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude H du point considéré représentées graphiquement sur la figure si dessus (RNV 2013 Art 4)

Notre structure implantée dans la wilaya de Tizi-Ouzou (freha).

Terrain de catégorie zone suburbaine (zone industrielle). (RNV 2013)

Le projet est implanté à freha classe en zone A (zone de neige), l'altitude par rapport est

$H=300$ m donc :

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

Est la charge de la neige sur le sol.

μ : est le coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de toiture

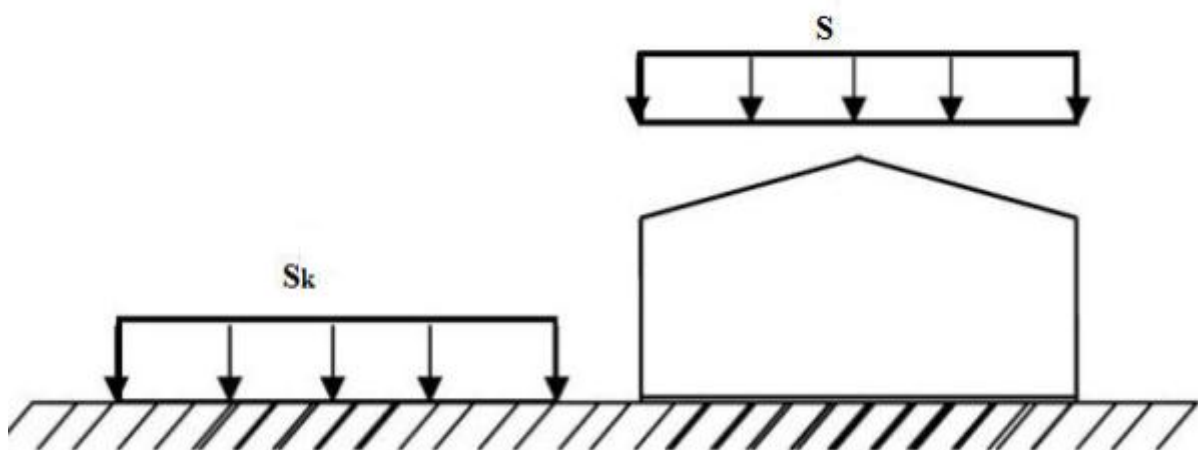


Figure II.8. La charge de neige sur le sol et la structure

II.2. Charge de la neige sur le sol :

Est déterminée par la loi de variation en fonction de l'altitude.

$$S_K = \frac{0.07H+15}{100} = \frac{0.07 \times 300 + 15}{100} = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

II.3. La charge de neige sur la toiture :

Notre structure a une toiture à multi versants symétriques avec une inclinaison $\alpha=8.53^\circ$

$$S = \mu \times sk \text{ en (KN)}$$

Avec : $\mu = \text{coefficient de forme}$

$Sk = \text{charge de la neige sur le sol en KN/m}^2$

II.4. Coefficient de forme des toitures μ :

Notre ouvrage a une toiture simple à deux versants sans obstacle de retenus avec une pente de $\alpha = 8.53^\circ$ donc selon L'RNVA2013 pour une valeur de :

$$0^\circ \leq \alpha = 8.53^\circ \leq 30^\circ$$

Une valeur de 0.8 pour le coefficient de forme : $\mu_1 = 0.8$

$$S = 0.8 \times 0.36 = 0.288 \text{ KN/m}^2$$

II.5. Disposition de charge sans accumulation :

$$0 < \alpha_1 < \alpha_2 = 8.53^\circ < 15^\circ$$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$S = 0.8 \times 0.36 = 0.288 \text{ KNm}^2$$

II.6. Projection horizontale :

$$S = 0.288 \cos 8.53^\circ = 0.284 \text{ KN/m}^2$$

II.6. Disposition de charge avec accumulation :

$$0 < \alpha_1 < \alpha_2 = 8.53^\circ < 15^\circ$$

$$\mu_2 = 0.8 \times S = 0.8 \times 0.288 = 0.230 \text{ KN/m}^2$$

$$0.5\mu_1 = 0.5 \times S = 0.5 \times 0.288 = 0.144 \text{ KN/m}^2$$

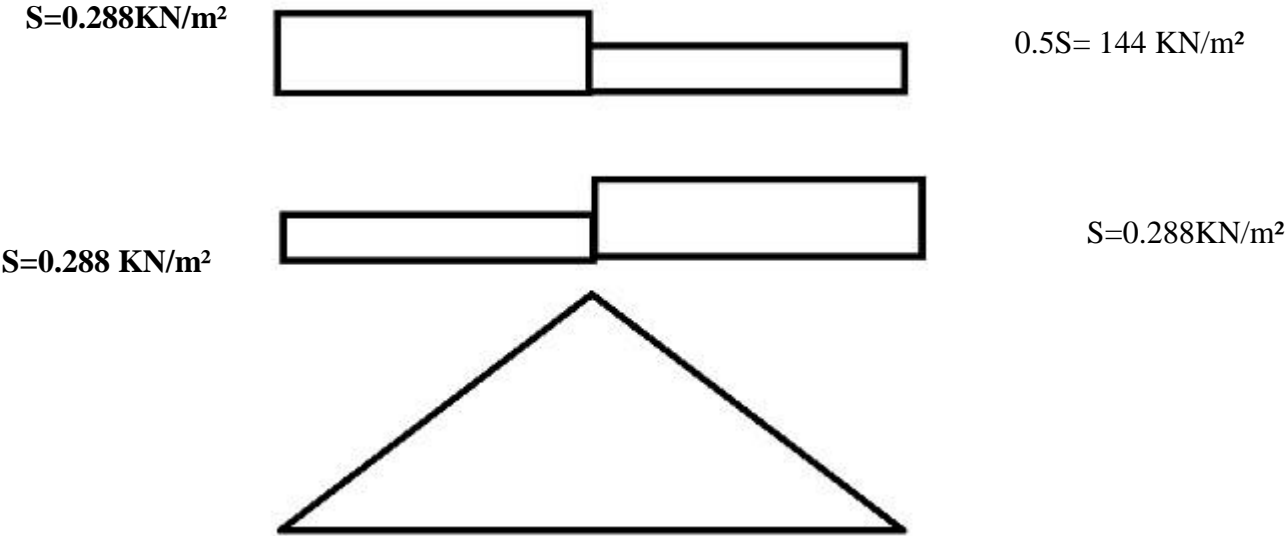


Figure II.9. Charge de neige avec cumulation

Chapitre III : Pré-dimensionnement

Des éléments secondaire

III. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profils qui devront résister aux différentes Sollicitations selon l'Eurocode 3, le principe de la vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité des profilés concernés par cette étude qui sont : les pannes, les potelets, les lisses de bardage.

III-1-Prédimensionnement des pannes

III-1-1-Définition

Les pannes sont des éléments de profile laminée, disposées parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan de versant, elles sont réalisées soit en profile en I en U. Elles ont pour rôle de supporter la couverture et toutes surcharges possibles (neige, vent ...etc.), et par conséquent elles travaillent en flexion déviée. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture.

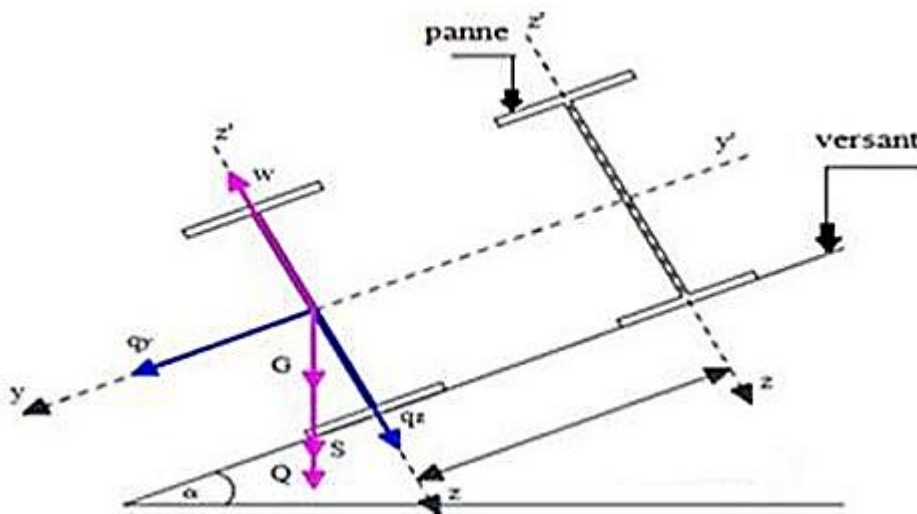


Figure III-1 Disposition des pannes sur la toiture

III-1-2-Donnée de calcul

- Le poids propre estimer de la panne et de $G_{\text{panne}} = 12 \text{ daN/m}^2$
- La pente du versant : $\alpha = 8,53^\circ$
- Accessoire de pose est de : 5 daN/m^2
- L'entre axe avec des pannes suivant (espace entre 2 pannes).
 $e = 1,68 \text{ m}$
 $e = 10,11/6 = 1,68 \text{ m}$
- Surcharge de neige est de :

$$s = 0,284 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 8,4 \text{ daN/m}^2$$

- Surcharge de vent est de : $w = 113,31$
- Nombre des pannes : 7 panne
- Panneau sandwich est de type TL75 : $15,137 \text{ daN/m}^2$

III-1-3- Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente G :

- Poids propre du panneau sandwich TL75 $14,2 \text{ daN/m}^2$.
- Poids propre d'accessoire d'attache 4 daN/m^2 .
- Poids propre de la panne estimer 12 daN/ml .

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

$$G = (15,137 + 5) 1,68 + 12 = 45,83 \text{ daN/ml}$$

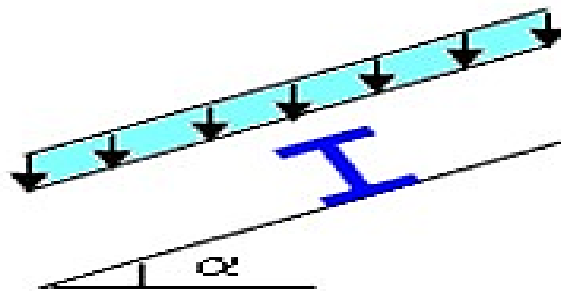


Figure III-2 Chargement permanent au niveau de la toiture

b) Surcharge d'entretien E :

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30° on prend comme charge d'entretien une charge minimale de 60 daN/m^2 (60 kg/m^2) de la surface de la couverture.

$$E = 0,6 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad E = 60 \times 1,68 = 100,8 \text{ daN/ml}$$

Tableau III-1 Valeur des charges d'entretiens

Roof slope α degrees	q_k (KN/m ²)
$\alpha < 30^\circ$	0,6
$30^\circ \leq \alpha < 60^\circ$	0,6 [60- α /30]
$\alpha \geq 60^\circ$	0

c) La surcharge de neige (N)

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture. Pour raison sécuritaire nous majorons la valeur estimée.

$$N = 8.4 * 1,68 = 14,11 \text{ daN/ml}$$

III-1-4- Combinaison des charges les plus défavorables

a) A L'ELS

➤ Action vers le bas

$$Q_{sd_1} = G + E = 45,83 + 100,8 = 146,28 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd_2} = G + N = 45,83 + 14,11 = 59,94 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd_1} ; Q_{sd_2}) = \max(146,28 ; 59,94)$$

$$Q_{sd} = \mathbf{146,28 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 146,28 \times \cos 8,53 = 144,66$$

$$Q_{zsd} = \mathbf{144,66 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 146,28 \times \sin 8,53 = 21,69$$

$$Q_{ysd} = \mathbf{21,69 \text{ daN/ml}}$$

• Vers le haut :

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \times \cos \alpha - V = 146,28 \times \cos 8,53 - 113,31$$

$$Q_{zsd} = \mathbf{-67,98 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 45,83 \times \sin 8,53 = 6,79$$

$$Q_{ysd} = \mathbf{6,79 \text{ daN/ml}}$$

III-1-5- Principe de pré-dimensionnement

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

➤ Condition de la flèche (l'ELS)

➤ Condition de résistance (l'ELU).

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

III-1-6- Condition de la flèche

a) Flèche vertical

On a :

$$F_z \leq f_{ad} \quad \text{et :} \quad f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \quad \text{et :} \quad F_z =$$

$$\frac{5}{348} \times \frac{Q_{zsd} \times e^4}{E \times f_{ad}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{348} \times \frac{67,98 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 3} = 182,08 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 182,08 \text{ cm}^4$$

b) flèche latérale :

$$\text{On a} \quad f_y \leq F_{ad} \quad \text{et :} \quad f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5$$

et :

$$f_y = \frac{2,05}{348} \times \frac{Q_{ysd} \times l/2^4}{E \times I_z}$$

$$I_z \geq \frac{2,05}{348} \times \frac{Q_{ysd} \times l/2^4}{E \times f_{ad}}$$

$$I_z \geq \frac{2,05}{348} \times \frac{21,69 \times 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \times 10^6 \times 1,5}$$

$$I_z \geq 2,97 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 182,08 \text{ cm}^4$$

$$I_z \geq 2,97 \text{ cm}^4$$

D'après I_y et I_z et d'après plusieurs tentatives on choisit IPE 140

Tableau 3.2 : les caractéristiques géométriques de IPE 140

G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (cm ²)	A _{vz} (cm ²)	I
12,9	140	73	4,7	6,9	16,40	5,93	1990
I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ²)	W _{plz} (cm ²)	i _y ((mm)	i _z (mm)	A _{vy} (cm ²)	I _t (cm ²)
541	44,90	88,30	19,20	57,4	16,5	8,46	2,46
						r	7(mm)

$$G = 12,9 + (15,137 + 5) * 1,68 = 46,73 \text{ daN/ml}$$

Les combinaisons des charges :

- **A L'ELS :**

Action vers le bas ↓

$$Q_{sd_1} = G + E = 46,73 + 100,8 = 147,53 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd_2} = G + N = 46,73 + 14,11 = 60,84 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd_1} ; Q_{sd_2}) = \max(147,53 ; 60,84)$$

$$Q_{sd} = 147,53 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 147,53 \times \cos 8,53$$

$$\mathbf{Q_{zsd} = 145,89 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 147,53 \times \sin 8,53$$

$$\mathbf{Q_{ysd} = 21,88 \text{ daN/ml}}$$

- **A L'ELU :**

Action vers le haut ↑

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \times \cos \alpha - 1,5V = 46,73 \times \cos 8,53 - 1,5(113,31)$$

$$Q_{zsd} = -123,75 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 46,73 \times \sin 8,53$$

$$\mathbf{Q_{ysd} = 6,93 \text{ daN/ml}}$$

Action vers le bas ↓

$$Q_{sd_1} = 1,35G + 1,5E = (1,35 * 46,73) + (1,5 * 100,8)$$

$$Q_{sd_1} = 214,28 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd_2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 * 46,73) + (1,5 * 14,11)$$

$$Q_{sd_2} = 84,25 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd_1} ; Q_{sd_2}) = \max(214,28 ; 84,25)$$

$$Q_{sd} = 214,28 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 214,28 \times \cos 8,53$$

$$Q_{zsd} = 211,90 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 214,28 \times \sin 8,53$$

$$Q_{ysd} = 31,78 \text{ daN/ml}$$

III-1-7-Classification de la section**a) Classification de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(73 - 4,7 - 2 * 7)/2}{6,9}$$

$$\frac{c}{t_f} = 3,93$$

On a l'acier S235 donc : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

D'où : $\frac{c}{t_f} < 9\varepsilon$

b) La classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{112}{4,7} = 23,82$$

D'où : $\frac{c}{t_w} < 72\varepsilon = 72$

$$23,82 < 72$$

Conclusion

Donc la panne en IPE 140 est de classe 1

III-1-8- Vérification à la sécurité**III.1.8.1. Vérification de la résistance**

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l^2}{8} = \frac{211,90 * 6^2}{8} = 953,55$$

$$M_{y,sd} = 953,55 \text{ daN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} * l^2}{8} = \frac{21,88 * 6^2}{8} = 98,46$$

$$M_{z,sd} = 98,46 \text{ daN/m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{1,1} = \frac{88,30 * 23,5}{1,1}$$

$$M_{ply,rd} = 1886,40 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma M_0} = \frac{19,20 * 23,5}{1,1}$$

$$M_{plz,rd} = 412,39 \text{ daN.m}$$

On a la section en I et l'effort normal N=0 donc : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

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

$$\left(\frac{953,55}{1886:40}\right)^2 + \left(\frac{98,46}{412,31}\right)^1 < 1$$

$$\left(\frac{953,55}{1886:40}\right)^2 + \left(\frac{98,46}{412,31}\right)^1 = 0,49 < 1$$

Conclusion

Donc : IPE 140 à la résistance est vérifiée

III.8.2. Vérification au cisaillement

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \text{ et } V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$

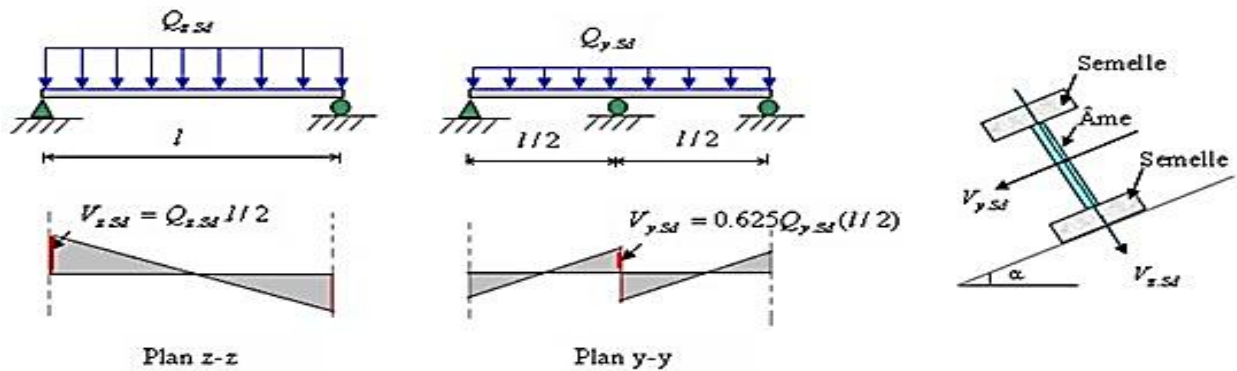


Figure III.3. Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l}{2} = \frac{211,90 * 6}{2}$$

$$V_{z,sd} = 635,7 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = \frac{0,625 * Q_{y,sd} * e}{2} = \frac{31,78 * 6}{2}$$

$$V_{y,sd} = 59,58 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} * f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{5,98 * \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$$

$$V_{plz,rd} = 7375,9 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vz} * f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{8,46 * \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1,1}$$

$$V_{ply,rd} = 10434,81 \text{ daN}$$

- $V_{z,sd} < V_{plz,rd}$

- $V_{y,sd} < V_{ply,rd}$

$$V_{z,sd} = 635,7 daN < V_{plz,rd} = 7375,91 daN$$

$$V_{y,sd} = 59,58 daN < V_{ply,rd} = 10434,81 daN$$

Conclusion

Donc la résistance au cisaillement de profil IPE 140 est vérifiée

III.8.2. Vérification de l'interaction du moment vis-à-vis de l'effort tranchant

$$0,5 \times M_{ply,rd} = 0,5 \times 1886,40 = 943,2 daN/ml$$

$$0,5 \times M_{plz,rd} = 0,5 \times 7375,91 = 3687,95 daN/ml$$

On a :

- $V_{y,sd} < 0,5 \times M_{ply,rd}$

- $V_{z,sd} < 0,5 \times V_{plz,rd}$

Donc : il n'y a pas d'interaction du moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant on a :

$$V_{z,sd} < V_{plz,rd} = 7375,91 \text{ et } V_{y,sd} < V_{ply,rd}$$

D'où :

La panne est vérifiée vis-à-vis de cisaillement

III.8.3. Vérification au diversement

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l^2}{8} = \frac{123,75 * 6^2}{8} = 556,875$$

$$M_{y,sd} = 556,875 daN.m$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} * l/2^2}{8} = \frac{6,93 * 6/2^2}{8} = 98,46$$

$$M_{z,sd} = 7,79 daN.m$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$M_{cr} = 1,132 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^4 \cdot 44,90}{600^2} \sqrt{\frac{1990}{44,90} + \frac{600^2 \cdot 8 \times 10^3 \cdot 2,44}{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 44,90}}$$

$$M_{cr} = 29,232 \sqrt{\frac{1990}{44,90} + \frac{600^2 \cdot 8 \times 10^3 \cdot 2,44}{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 44,90}}$$

$$M_{cr} = 809,33 daN.m$$

L'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{88,30 \times 23,5}{809,33}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,60$$

$$\bar{X}_{LT} = \frac{1}{Q_{LT} + [Q_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

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

Tableau III.3. Facteur d'imperfection α_{LT}

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0,21	0,35	0,49	0,76

- Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4. Choix du type de courbe de déversement

Section transversale	Limites	Courbe de déversement
Section on I lamintes	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Section en I soudées	$h/b \leq 2$	C
	$h/b \geq 2$	d
Autres section	-	d

On a :

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1,91 < 2 \Rightarrow \text{la courbe de déversement a} \Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$$

$$Q_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,60 - 0,2) + 1,60^2]$$

$$Q_{LT} = 1,927$$

Donc :

$$X_{LT} = \frac{1}{Q_{LT} + [Q_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,92 + [1,92^2 - 1,60^2]^{0,5}}$$

$$X_{LT} = 0,395$$

III.8.4. Calcul de moment résistant au déversement

$$M_{b,rd} = X_{LT} \times M_{ply,rd} = 0,335 \times 1886,40 = 631,94 daN$$

III.8.4.1. Vérification du déversement sous flexion déviée

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} = \frac{556,875}{631,94} + \frac{7,79}{421,31} = 0,89$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} < 0,89 \dots \text{Condition vérifier}$$

Conclusion

Donc la résistance au déversement est vérifiée

III.8.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)

a) Flèche verticale :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérés)

b) Les différentes combinaisons de charge à l'ELS

$$Q_{sd_1} = G \cos \alpha + E = 45,83 \times \cos 8,53 + 100,8$$

$$Q_{sd_1} = 146,12 daN/ml$$

$$Q_{sd_2} = G \cos \alpha + N = 45,83 \times \cos 8,53 + 14,11$$

$$Q_{sd_2} = 59,43 daN/ml$$

$$Q_{sd_2} = G \cos \alpha - V = 45,83 \times \cos 8,53 - 113,11$$

$$Q_{sd_3} = -67,98 daN/ml$$

• On retient la combinaison la plus défavorable

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd_1} ; Q_{sd_2} ; Q_{sd_3}) = 146,12$$

$$Q_{sd} = 146,12 daN/ml$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} = 146,12 daN/ml$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 146,12 \times \sin 8,53$$

$$Q_{ysd} = 21,67 daN/ml$$

III.8.6. Condition de vérification

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge maximale :

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

- f : flèche de la barre
- f_{adm} : flèche maximale admissible de la barre

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

a) Flèche verticale suivant (Z-Z) :

- sur deux appuis

$$f_z = \frac{5}{348} * \frac{Q_{zsd} * l^4}{E * I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{348} * \frac{146,12 * 10^{-2} * 600^4}{2,1 * 10^6 * 541}$$

$$f_z = 2,17 < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

b) la Flèche latérale :

$$f_y = \frac{2,05}{348} * \frac{Q_{ysd} * l/2^4}{E * I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05}{348} * \frac{21,67 * 10^{-2} * 300^4}{2,1 * 10^6 * 54,90}$$

$$f_z = \frac{5}{348} * \frac{Q_{sd} * e^4}{E * I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{348} * \frac{146,12 * 10^{-2} * 600^4}{2,1 * 10^5 * 541}$$

$$f_z = \frac{5}{348} * \frac{Q_{sd} * e^4}{E * I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{348} * \frac{146,12 * 10^{-2} * 600^4}{2,1 * 10^5 * 54,90}$$

$$f_z = 0,099 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

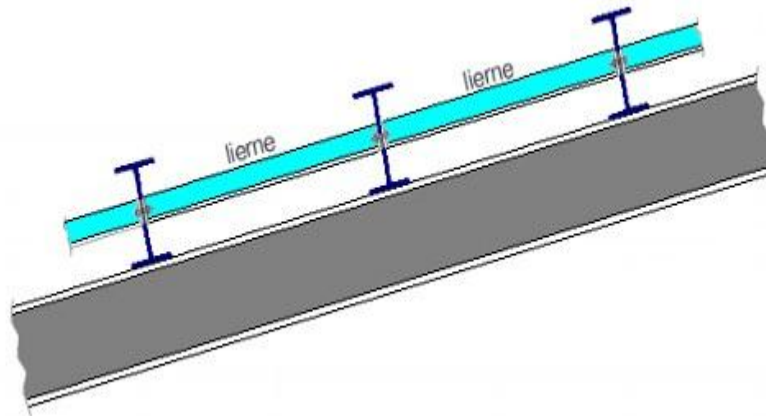
$$f_z = 0,099 \text{ cm} < f_{adm} = 1,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche latéral vérifiée}$$

Conclusion :

- Le profilé en IPE 140 est vérifié à l'état limite de service
- Le profilé en IPE 140 est vérifié aux états limites et de service donc vérifié à la sécurité et convient comme **panne de toiture**

III.2. Les liernes des pannes :**III.2.1. Dimensionnement des liernes de pannes :**

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes Perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés Barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale Des pannes, mais aussi à limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

**Figure III-5** Dispositions des liernes**III.2.2. La réaction au niveau de lierne**

$$Q_{sd} = 146,12 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 146,12 \times \sin 8,53$$

$$Q_{ysd} = 21,67 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 1,25 \times Q_{y,sd} \times l_z = 1,25 \times 21,67 \times 3$$

$$R_y = 81,26 \text{ daN/ml}$$

III.2.3 Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ prévenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{81,26}{2}$$

$$T_1 = 40,63 \text{ daN}$$

- Effort dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R_y + T_1 = 81,26 + 40,63$$

$$T_2 = 121,98 \text{ daN}$$

- Effort dans le tronçon L₃ :

$$T_3 = 81,26 + 121,98$$

$$T_3 = 203,15 \text{ daN}$$

- Effort dans le tronçon L₄ :

$$T_4 = R_y + T_3 = 81,26 + 203,15$$

$$T_4 = 284,41 \text{ daN}$$

- Effort dans le tronçon L₅ :

$$T_5 = R_y + T_4 = 81,26 + 284,41$$

$$T_5 = 365,67 \text{ daN}$$

- Effort tronçon dans la diagonale L₅ :

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \sin \theta} \Rightarrow \theta = \tan^{-1} \frac{e}{l/2} = \tan^{-1} \frac{1,68}{3}$$

$$\theta = 29,24^\circ$$

$$T_6 = \frac{365,67}{2 \sin 29,24}$$

$$T_6 = 374,30 \text{ daN}$$

III.3. Déterminer le diamètre des liernes

- Traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

Le tronçon le plus sollicité est L₄

$$\text{Donc : } T_5 = N_{sd} = 365,67 \text{ daN}$$

$$N_{t,rd} = N_{pl,rd} = A \times f_y \times \gamma M_0$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{365,67 * 1.1}{2350} = 0,17 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \theta^2}{4} \Rightarrow \theta = \sqrt{\frac{A \times 4}{\pi}} \Rightarrow \theta = \sqrt{\frac{0,17 \times 4}{3,14}} \Rightarrow \theta = 0,46 \text{ cm}$$

Pour des raison pratique et pour plus de sécurité on opte un diamètre de $\phi = 10 \text{ mm}$

III-3- Echantignolle

III-3-1-Introduction

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes où Les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges Permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles Sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

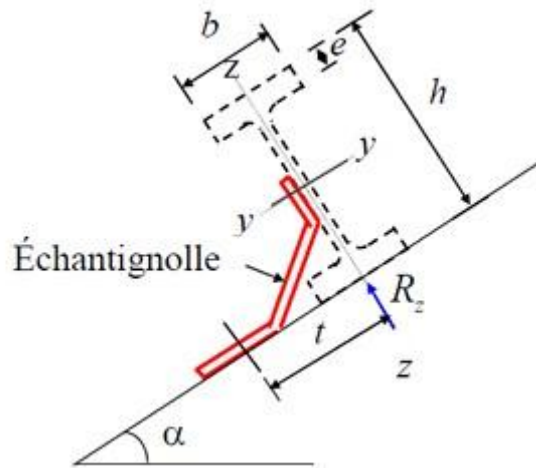


Figure III.6. Disposition de l'échantignolle

III-3-2- Calcul des charges revenant à l'échantignolle

➤ Effort de soulèvement

$$Q_{z,sd} = G \times \cos \alpha - 1,5V = 45,83 \times \cos 8,53 - 1,5 \times 113,31$$

$$Q_{z,sd} = -124,64 \text{ daN/ml}$$

➤ Effort suivant le rampant

$$Q_{y,sd} = 1,35G \times \sin \alpha = 1,35 \times 45,83 \times \sin 8,53$$

$$Q_{y,sd} = 9,17 \text{ daN/ml}$$

L'excentrement « t » est limite par la condition suivant :

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

$$H=14 \text{ cm} \quad \text{et} : b = 7,3 \text{ cm}$$

$$\text{Donc} : 7,3 < t < 10,95 \quad \text{soit} : t = 9 \text{ cm}$$

$$7,3 < 9 < 10,95$$

➤ **Echantignole de rive**

$$R_z = Q_{z,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right) = 124,64 \times 3 = 373,92 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right) = 9,17 \times 3 = 27,51 \text{ daN}$$

➤ **Echantignole intermédiaire**

$$R_z = 2 \times 373,92 = 747,84 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 27,51 = 55,02 \text{ daN}$$

III-3-3- Calcul des moments de renversement

$$M_R = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 747,84 \times 9 + 55,02 \times 7$$

$$M_R = 7115,7 \text{ daN.cm}$$

III-3-4-Dimensionnement de l'échantignolle

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid d'où la classe de sa section est au moins de classe 3. Selon l'Eurocode3 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

Avec : $M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0}$: moment de résistance élastique de la section brute.

$$M_{sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$W_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma M_0}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{7115,7 \times 1,1}{2350} = 3,33 \text{ cm}^2$$

On a pour les sections rectangulaires :

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{6} \quad \Rightarrow \quad e > \frac{6 \times W_{el}}{b}$$

La largeur de l'échantignolle « b » est prise après avoir dimensionné la traverse (IPE 450).

Donc b est pris en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle

$$b = 190 \text{ mm}$$

Traves IPE 450

$$e = \sqrt{\frac{w_{el} \times 6}{b}} = \sqrt{\frac{4,74 \times 6}{17}} = 1,29 \quad \text{soit} \quad e = 12,9 \text{ mm}$$

Conclusion :

On adopte une échantignolle de **14 mm** d'épaisseur.

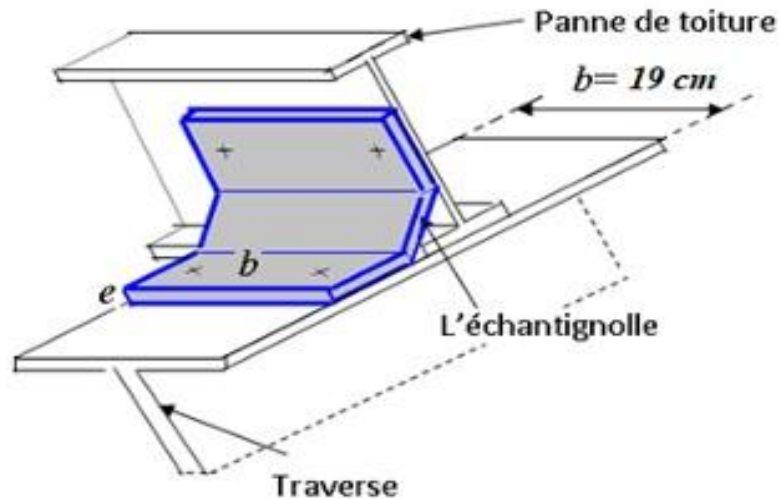


Figure III.7 Représentation de l'échantignolle

III-4-Lisse de bardage**III-4-1-Introduction**

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou de profils minces pliés, qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades verticales et les charges qui s'appliquent sur ces bardages, disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

III-4-2- Calcul des lisses de bardages**III-4-2-1- Donné de calcul**

- $W = 76,404 \text{ daN/m}^2$
- Pour notre projet l'espacement des lisses de bardage est fixé à $1,42 \text{ m } e = \frac{10}{7} = 1,42 \text{ m}$
- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- $L = 6 \text{ m}$ sur le long-pan
- On dispose de 8 lignes des lisses sûr chaque paroi
- Le poids propre estimer de la lisse de $G = 12 \text{ daN/ml}$
- Panneau sandwich est de 15 daN/ml
- Access de 5 daN/ml

III.4.2.2. Surcharge du vent dépression :

$$W = 76,404 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow \text{la plus défavorable}$$

a) **Charge permanent :**

$$G = (15 + 5) \times 1,42 + 12 = 40,4 \text{ daN/ml}$$

b) **Surcharge climatique (vent) :**

$$V = 76,404 \times 1,42 = 108,49 \text{ daN/ml}$$

Action vers le bas ↓

$$\text{ELS : } Q_{y,sd} = G = 40,4 \text{ daN/ml}$$

Action latéral à L'ELS :

$$Q_{z,sd} = V = 108,49 \text{ daN/ml}$$

III.4.2.3. Condition de la flèche

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante

a) **Flexion verticale suivant (zz') : sur deux appuis**

On a :

$$f_y \leq f_{adm} \text{ et : } f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} \Rightarrow f_{adm} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_y = \frac{2,05}{348} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times I_z}$$

$$I_z = \frac{2,05}{348} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times f_{adm}} = \frac{2,05}{348} \times \frac{40 \times 10^{-2} \times (300)^4}{2,1 \times 18 \times 1,5}$$

$$I_z = 5,54 \text{ cm}$$

b) **Flexion latérale suivant (yy') : sur trois appuis**

On a :

$$f_z \leq f_{adm} \text{ et : } f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \text{ et : } I_z = \frac{5}{348} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times f_{adm}}$$

$$\text{Donc : } I_y = \frac{5}{348} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times f_{adm}} = \frac{5}{348} \times \frac{108,49 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10 \times 3}$$

$$I_y = 290,59 \text{ cm}^2$$

Tableau III.5. Dimension et caractéristique de l'UPE180

UPE 180							
G (daN/ml)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (cm ⁴)	A _{vz} (cm ⁴)	I _w (cm)
19,7	160	75	5,5	10,5	25,15	8,17	62,19
I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{plz} (cm)	W _{ply} (cm)	i _y (mm)	i _z (mm)	A _{vy} (cm)	I _t (cm ⁴)
1353	143,70	173	52,30	73,9	23,9	7,83	6,99

$$G = 19,7 + (15+5) * 1,42 = 48,1 \text{ daN/ml}$$

III.4.4 Combinaison la plus défavorable :

$$Q_{z,sd} = 1,5V = 1,5 \times 108,49 = 162,73 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 162,73 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G = 1,35 \frac{z, sd \times l^2}{8} 42,9 = 57,915 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 57,915 \text{ daN/ml}$$

III.4.5. Condition de la résistance :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

- Vérification à la flexion bi-axiale
- Vérification au cisaillement
- Vérification au déversement

III.4.5.1. Vérification à la flexion bi-axiale :

Pour ces vérifications à la flexion on utilise l'Eurocode 3 P 163

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

- Dans notre cas la section en U ; $\alpha = 2$ et : l'effort normale $N_{sd} = U$; $\beta = 1$

La Poutre sur deux appuis :

$$\bullet \text{ My, sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{162,73 \times 6^2}{8} = 732,285$$

$$\text{My, sd} = 732,285 \text{ daN.m}$$

La poutre sur 3 appuis :

$$\bullet \text{ My, sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{57,915 \times (3)^2}{8}$$

$$\text{My, sd} = 65,15 \text{ daN.M}$$

$$\bullet \text{ My, sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{173,30 \times 10^{-3} \times 2350}{1,1}$$

$$\text{Mply,rd} = 3695,50 \text{ daN.m}$$

$$\bullet \text{ Mplz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{52,30 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1}$$

$$\text{Mplz,rd} = 1117,31 \text{ daN.m}$$

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

$$\left(\frac{732,28}{3695,90} \right)^2 + \left(\frac{61,15}{1117,31} \right)^1 < 1 \quad \underline{\text{Vérier}}$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé UPN 140 est vérifiée

III.4.6. La classe de la section :

• La classe de semelle (semelle comprimer)

$$\bullet \frac{c}{tf} = \frac{(b-tw-2r)/2}{tf} = \frac{(74-5,5-2(12))/2}{10,5} = 2,16$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\underline{\text{D'où}} : \frac{c}{tf} < 9\varepsilon \quad \underline{\text{Donc la semelle est de classe 1}}$$

• La classe de l'âme :

$$\bullet \frac{c}{tw} = \frac{d}{tw} = \frac{135}{5,5} = 24,54$$

$$\underline{\text{D'où}} : \frac{c}{tw} < 72\varepsilon = 72 \quad \underline{\text{Donc l'âme est de classe 1}}$$

Conclusion

Donc la lisse UPE 180 est de classe 1

III.4.7. Vérifications au cisaillement :

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03 :

$$\bullet V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad \text{et} \quad \bullet V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$

$$\bullet V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{162,73 \times 6}{2} = 488,19$$

$$\bullet V_{z,sd} = 488,19 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{plz,rd} = \frac{A_{Vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{Mo}} = \frac{8,48 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1}$$

$$\bullet V_{plz,rd} = 10459,48 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{y,sd} = 0,625 \times Q_{y,sd} (l/2)$$

$$\bullet V_{y,sd} = 0,625 \times 57,915 \times 3 = 108,50 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{y,sd} = 108,50 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{ply,rd} = \frac{AV_y \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_o} = \frac{7,83 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1}$$

$$\bullet V_{ply,rd} = 9657,75 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{z,sd} = 488,19 \text{ daN} < V_{plz,rd} = 10459,48 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{y,sd} = 108,50 \text{ daN} < V_{ply,rd} = 9657,75 \text{ daN}$$

Conclusion

La condition en **UPE 180** est vérifiée à la résistance.

III.4.8 vérification au déversement :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

III.4.8.1 vérifications de la semelle inferieure comprimée au déversement :

• Poutre sur deux appuis :

$$\bullet M_y, sd = \frac{Q_{y,sd} \times l^2}{8} = \frac{162,73 \times 6^2}{8} = 732,285$$

$$\bullet M_y, sd = 732,285 \text{ daN.m}$$

• Poutre sur 3 appuis :

$$\bullet M_y, sd = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{73,915 \times 3^2}{8} = 61,15$$

$$\bullet M_y, sd = 61,15 \text{ daN.m}$$

$$\bullet M_y, sd = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{173,30 \times 10^{-3} \times 2350}{1,1}$$

$$\bullet M_{ply,rd} = 3695,50 \text{ daN.m}$$

$$\bullet M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_o} = \frac{52,30 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1}$$

$$\bullet M_{plz,rd} = 1117,31 \text{ daN.m}$$

III.4.8.2. Calcul du moment critique M_{cr} :

$$\bullet M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$\bullet M_{cr} = 1,132 \frac{3,14^2 \times 21000 \times 143,70}{600^2} \sqrt{\frac{6,810}{143,70} + \frac{600^2 \times 8000 \times 6,99}{3,14^2 \times 21000 \times 143,70}}$$

$$\bullet M_{cr} = 93,55 \frac{3,14^2 \times 21000 \times 143,70}{600^2} \sqrt{\frac{6,810}{143,70} + \frac{600^2 \times 8000 \times 6,99}{3,14^2 \times 21000 \times 143,70}} = 2433,66 \text{ KN.m}$$

• Calcule de l'élément géométrique λ_{Lt}

$$\bullet \bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{D_{PLY} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{173 \times 23,5}{2433,66}} = 1,24$$

$$\bullet \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{Li} + [\phi_{LT}^2 - LT^2]^{0,5}}$$

$$\bullet M_{b,Rd} = \chi_{Lt} \times M_{ply,Rd}$$

Avec :

$$\varphi_{Lt} = 0,5 [1 + \chi_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^{-2}]$$

On a $\frac{l}{b} = \frac{180}{75} = 2,4 > 2 \Rightarrow$ la courbe de déversement

$$B \rightarrow \chi_{LT} = 0,35$$

$$\varphi_{Lt} = 0,5 [1 + 0,35(1,35 - 0,2) + 1,29^2]$$

$$\varphi_{Lt} = 1,5228$$

Donc :

$$\bullet \chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{Li} + [\varphi_{LT}^2 - LT^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,5228 + [1,5228^2 - 1,29^2]^{0,5}}$$

$$\bullet \chi_{LT} = 0,4288$$

$$\bullet M_{b,Rd} = 0,4288 \times 3695,90 = 1584,80 \text{ daN.m}$$

$$\bullet M_{b,Rd} = 1584,80 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{732,285}{1584,80} + \frac{65,15}{1117,31} = \mathbf{0,51} < 1$$

Conclusion

Condition vérifier dans le profilé **UPE 180** est vérifié. Il n'y a pas de risque d'instabilité a l'état limite ultime.

III.4.9 vérifications à l'état limite de service (ELS) :

III.4.9.1 Flèche verticale :

$$\underline{\text{On a :}} f_y < f_{ad} \quad \text{et : } f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{\varphi_{y,sd} \times l/2^4}{E \times I_z}$$

$$I_z \geq \frac{2,05}{384} \times \frac{\varphi_{y,sd} \times l/2^4}{E \times f_{ad}} = \frac{10^{-2} \times 40,7 \times 300^4}{2,1 \times 10^2 \times 1,5} \times \frac{2,05}{384}$$

$$I_z = \mathbf{5,545 \text{ cm}^4}$$

III.4.9.2 la flèche latérale :

$$\underline{\text{On a :}} f_z \leq f_{ad} \quad \text{et : } f_{ad} = \frac{1}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{\varphi_{z,sd} \times e^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{108,49 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^2} = 290,59 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 290,59 \text{ cm}^4$$

Conclusion

Condition vérifier donc le profilée *UPE* 180 est vérifiée à l'état limite de service.

III-4-3- Calcul des liernes

III-4-3-1-Calcul de l'effort maximal revenant au lierne

III-4-3-1-1-Calcul de la réaction d'appuie

- $\varphi_{y,sd} = 1,35 G = 1,35 \times 48,1$

- $\varphi_{y,sd} = 64,935 \text{ daN}$

$$R_y = 1,25 \varphi_{y,sd} \times l_z = 1,25 \times 14,935 \times 3$$

$$R_y = 243,40 \text{ daN}$$

III-4-3-2- Calcul de l'effort de traction

•Effort dans le traçons L_1

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{243,50}{2} = 121,75 \text{ daN}$$

•Effort dans le traçons L_2

$$T_2 = R_y + T_1 = 243,50 \times 121,75 = 365,25 \text{ daN}$$

•Effort dans le traçons L_3

$$T_3 = R_y + T_2 = 243,50 \times 365,25 = 608,75 \text{ daN}$$

•Effort dans le traçons L_4

$$T_4 = R_y + T_3 = 243,50 \times 608,75 = 852,25 \text{ daN}$$

- Effort dans la diagonale L_s :

$$\theta = \tan^{-1} \frac{e}{\frac{L}{2}} = \tan^{-1} \frac{1,42}{3} = 25,32^\circ$$

$$T_s = \frac{T_4}{2 \sin \theta} = \frac{852,25}{2 \sin 25,32} = 996,37 \text{ daN}$$

$$T_s = 996,37 \text{ daN.}$$

III.4.3.3. Dimensionnement des liernes

Traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

Le tronçon le plus sollicité est le L_5 , donc :

$$T_5 = N_{sd} = 996,37 \text{ daN.}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A \times F_y \times M_0$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times M_0}{F_y} = \frac{996,3 \times 1,1}{2350} = 0,466 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 466 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \theta^2}{4} \rightarrow \theta = \sqrt{\frac{A \times 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0.466 \times 4}{3.14}} = 0.77 \text{ cm}$$

Conclusion

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour un diamètre de $\varnothing = 10 \text{ mm}$.

III-5- Potelet

III-5-1- Introduction

Les potelets sont des éléments en profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les

Différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est

Provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette dernière

Peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet d'une

Surpression, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet d'une dépression ; Quant à la

Compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui

Lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de : - Subir une flèche importante sous les pressions due au

vent - Flambement lorsqu'il est très élancé - Déversement sous les dépressions dus au vent

III-5-2-Donné de calcul

Chaque pignon possède sur 5 potelets de longueur max $L = 11.05 \text{ m}$.

Les potelets sont en acier S235.

La longueur de la lisse $L = 6 \text{ m}$.

L'entre axe des potelets $e = 3.33 \text{ m}$.

Nombre de lisses supportées par le potelet $n = 7$.

Poids propre de bardage 15 daN/m^2 .

Poids propre d'accessoire de pose 5 daN/m^2 .

Poids propre de la lisse (UPE) 19.7 Kg/m

III-5-3- Evaluation des charges

Charge permanente « G »

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoires}}) \times S_{\text{tributaire}} + (P_{\text{profile}} \times L_{\text{profile}})$$

$$G = (19.7 \times 6 \times 7) + (15 + 5) \times 36.79 + (71.4 \times 11.05)$$

$$G = 2352.17 \text{ daN.}$$

a) Surcharge climatique « V »

$$V = 76.40 \text{ daN/ml}$$

b) Action latérale

$$Q_{zsd} = V = 76.40 \times 3.33$$

$$Q_{zsd} = 254.41 \text{ daN/ml}$$

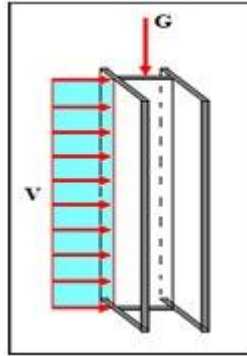


Figure III-14 Représentation des charges et surcharges sur le potelet

III-5-4- Dimensionnement du potelet

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante

a) Flèche horizontale suivant (zz)

On a :

$$f_z \leq f_{adm} \text{ et } f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{1105}{200} = 5.5 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = 5.5 \text{ cm}$$

$$\text{Et } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times l^4}{E \times f_{adm}} \Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times l^4}{E \times f_{adm}}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{254.41 \times 10^{-2} \times 1105^4}{2.1 \times 10^6 \times 5.5} = 4276.02 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 4276.02 \text{ cm}^4$ donc On opte pour HEB220

Tableau III.6 dimension et caractéristique du HEB220

HEB 220								
G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ²)	r
71,4	220	220	9,5	16	91	17,84	295400	18
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	it (cm ⁴)	d
890	2840	828	394	94,3	55,9	58,8	76,8	152

III-5-5- Vérification a la résistance**III-5-5-1 Indice de l'effort normal :**

Si $N_{sd} \leq \min (0.85 N_{pl,Rd} ; 0.5 \cdot A_w \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M0}})$, il n'ya pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 2352.17 = 3175.42 \text{ daN.}$$

$$N_{sd} = 3175.42 \text{ daN.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{91 \times 2350}{1.1} = 194409.09 \text{ daN.}$$

$$N_{pl,Rd} = 194409.09 \text{ daN.}$$

$$0.25 \times N_{pl,Rd} = 0.25 \times 194409.09 = 48602.27 \text{ daN.}$$

$$A_w = A \times 2 \times b \times t_f = 91 \times 2 \times 22 \times 1.6 = 91 \times 70.4$$

$$A_w = 20.6$$

$$0.5 \times A_w \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 20.6 \times \frac{2350}{1.1} = 22004.54 \text{ daN.}$$

$$N_{sd} = 3175.42 \leq \min (48602.27; 22004.54).$$

$$N_{sd} = 3175.42 \text{ daN} \leq 22004.54 \text{ daN.}$$

Condition vérifiée.

Il n'ya pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

III.5.5.2 Indice de l'effort tranchant :

$$V_{z,Sd} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd}$$

$$Q_{z,Sd} = 1.5 \times V = 1.5 \times 254.41 = 381.61 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,Sd} = 381.61 \text{ daN/ml.}$$

$$V_{z,Sd} = \frac{Q_{z,Sd} \times l}{2} = \frac{381.61 \times 11.05}{2} = 2108.39.$$

$$V_{z,Sd} = 2108.39 \text{ daN/ml.}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{17.84 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 22004.39.$$

$$V_{plz,Rd} = 22004.39 \text{ daN.}$$

$$0.5 \times V_{pl,Rd} = 0.5 \times 22004.39 = 11002.19 \text{ daN.}$$

$$V_{z,Sd} = 2108.39 \text{ daN} < 0.5 \times V_{pl,Rd} = 11002.19 \text{ daN.}$$

Condition vérifiée.**III.5.5.3 Vérification a la flexion :**

$$M_{y,Sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$M_{cy,Rd} = c'$ est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

III-5-5-3-1-Classe de la section

a) Classe de la semelle :

$$\frac{c}{tf} = \frac{(b - tw - 2r)}{2} = \frac{(220 - 9.5 - 2 \times 18)}{2}$$

$$\frac{c}{tf} = 5.45 \leq 9\varepsilon = 9 \times 1 = 9$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.$$

→ Semelle de classe 1.

b) Classe de l'âme :

$$\frac{c}{tw} = \frac{d}{tw} = \frac{152}{9.5} = 16 < 72\varepsilon = 72 \times 1 = 72.$$

$$\frac{c}{tw} = 16 < 72\varepsilon = 72.$$

→ Semelle de classe 1.

$$M_{cy,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma M_0} = \frac{828 \times 2350}{1.1}$$

$$M_{cy,Rd} = M_{ply,Rd} = 1768909.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{1.5 \times V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 254.41 \times 11.05^2}{8}$$

$$M_{y,Sd} = 5824.51 \text{ daN} < M_{cy,Rd} = 1768909.09 \text{ daN.}$$

Condition vérifiée.

III-5-6-Vérification aux instabilités

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre et au poids du bardage et des lisses). Il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes : -

- **Le flambement** : $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_y \times S_d}{M_{ply,Rd}} \leq 1.$
- **Déversement** : $\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,Rd}} \leq 1.$

III-5-6-1-Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

Flambement par rapport à l'axe fort y- y (dans le plan du portique)

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) \text{ avec : } \chi_{min} < 1.$$

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

$$\varphi_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{F_y} \right]^{0.5} = 3.14 \left[\frac{21000}{23.50} \right]^{0.5} = 93.86.$$

$$\lambda_y = \frac{ly}{\lambda_1} = \frac{1105}{93.86} = 11.71.$$

$$\dots = \frac{220}{220} = 1.$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{11.71}{93.86} = 0.12.$$

Axe de flambement y-y, courbe de flambement (b).

$$\alpha_y = 0.34$$

$$-\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.34 (0.12 - 0.2) + 0.12^2]$$

$$\varphi_y = 0.493$$

$$\chi_y = 1.03$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{11.71}{93.86} = 0.12 \text{ Courbe de flambement } \chi_y = 1.03$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{lz}{iz} = \frac{142}{55.9} = 2.54$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{2.54}{93.86} = 0.027$$

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{220} = 1 < 1.2$$

Axe de flambement z-z, courbe de flambement $\alpha_z = 0.49$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.49 (0.027 - 0.2) + 0.027^2] = 0.45$$

$$\alpha_z = \frac{1}{0.45 + [0.45^2 - 0.027^2]^{0.5}} = 1.11$$

$$\Rightarrow \chi_z = 0.9644$$

III.5.6.2. Calcul des coefficients d'interaction Kii avec déversement empêché (Anex – Eurocode 3) :

-Charge uniformément répéter :

$$C_{my} = 0.95 + 0.05 a \text{ h ou } a h = \frac{Mh}{Ms} = 0 / Ms = 0.$$

Donc:

$$C_{my} = 0.95 + 0.05 (0) \Rightarrow C_{my} = 0.95$$

$$M_{y,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd} = 0.9644 \times 194409.09$$

$$M_{y,Rd} = 187488.22 \text{ daN}$$

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_y = 0.12$$

$$-K_{yy} = \min \left[C_{my} + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}}; C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

$$-K_{yy} = \text{Min} \left[0.95 (0.12 - 0.2) \frac{3175.42}{187488.12}; 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{3175.42}{187488.12} \right) \right]$$

$$-K_{yy} = \min (-1.28 ; 0.96)$$

$$K_{yy} = 0.96$$

$$K_{zy} = 0.6 k_{yy} = 0.6 \times 0.96 = 0.576$$

$$M_{y,Sd} = 5824.51 \text{ daN.m}$$

$$M_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{pl,Rd} = 1.11 \times 5824.51$$

$$M_{bz,Rd} = 6465.20 \text{ daN.}$$

- **Flexion par rapport à l'axe fort y-y :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,Rd}} < 1.$$

$$\frac{3175.42}{187488.12} + 0.96 \frac{5824.41}{1768909.09} = 0.019 < 1.$$

Donc : OK.

- **Flexion par rapport à l'axe faible z-z :**

- $\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + 0.57 \frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} < 1$

- $\frac{3175.42}{6465.20} + 0.57 \frac{5824.41}{1768909.09} = 0.09 < 1 \dots\dots\dots$ Condition vérifier

Conclusion

Le HEB220 convient comme potelet

Chapitre IV
Etude d'un Plancher mixte

IV- Introduction

Le plancher collaborant également appelé « plancher mixte » associe l'acier et le béton. Tout comme les autres planchers, le plancher collaborant est une structure horizontale de grosse œuvre porteuse destinée pour réaliser une séparation entre les étages d'une construction. Le plancher collaborant se distingue par sa grande capacité portante, sa rapidité de mise en œuvre et son coût moindre.

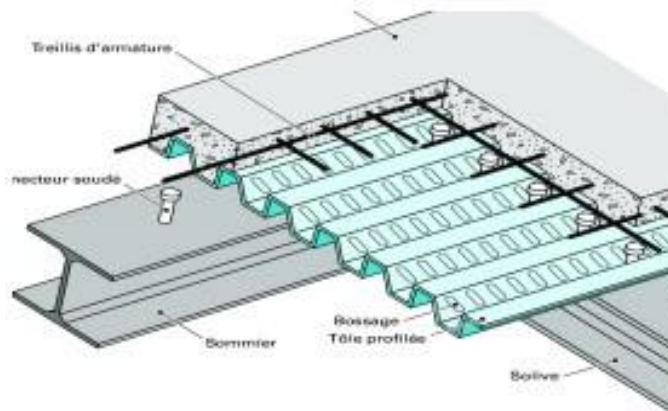


Figure IV-1 Eléments constructifs d'un plancher mixte

- **Les avantages des planchers mixtes**

Un plancher mixte procure une meilleure résistance au feu et présente une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles, il est soutenu par des poutres en I ou H reliées aux moyens des connecteurs.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et

l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

Pour le dallage, nous avons opté pour un plancher collaborant constitué d'une dalle en béton armé coulé sur une tôle métallique profilée striée de type TN40-0.50 servant de coffrage perdu et d'armature en traction. Ce système permet d'assurer une bonne collaboration entre le béton et l'acier, grâce aux nervures de la tôle qui assurent la liaison mécanique.

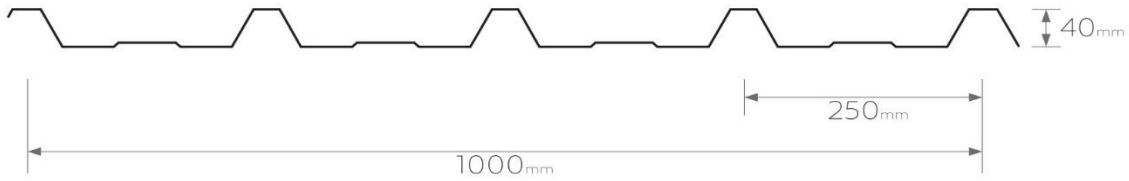


Figure IV-2 Représentation de la tôle striée de type TN40-0.50

TYPES	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPAISSEUR DE TÔLE mm	POIDS DE TÔLE EN Kg/M ²
TN40 - 0.45	1000	1000 à 16000	0.45	4.41
TN40 - 0.50	1000	1000 à 16000	0.50	4.91
TN40 - 0.70	1000	1000 à 16000	0.70	6.87
TN40 - 1.00	1000	1000 à 16000	1.00	9.81

Tableau IV.1 : fiche technique de la tôle TN40

Avec :

Épaisseur de la dalle $\Rightarrow h = 120\text{mm} = 12\text{ cm}$

La tôle striée type(TN40-0.50) $\Rightarrow h_p = 40\text{ mm}$

IV.1. Solives :

Les solives sont des éléments horizontaux d'une structure de plancher. Elles servent à supporter le plancher (dalles, panneaux, planches...) et à transmettre les charges vers les poutres principales ou les murs porteurs. En gros, elles font partie de l'ossature d'un plancher ou d'un plafond, un peu comme les nervures d'un squelette.

IV-2- Disposition des solives

Pour le plancher de notre ouvrage, nous avons les caractéristiques suivantes :

- La distance entre les solives est : $d = 1\text{ m}$
- La longueur des solives est : $L = 5\text{ m}$

IV-3- Vérification au stade de montage (phase de construction)**IV-3-1- Évaluation des charges et surcharges****a) Charge permanente « G »**

- Poids de la dalle en béton (épaisseur 12 cm)G1= 300 daN/m²
- Poids de la tôle striée (TN40-0.50)G2 = 4.9 daN/m²
- Béton frais : 2500 KN/m²
- Charge permanente du plancher $G=G_{\text{tôle}} + G_{\text{béton frais}}$
- Longueur de la solive =5m

$$G_{\text{béton frais}} = 0.12 \times 2500 = 300 \text{ daN/m}^2$$

$$G = (G1 + G2) \times d = (300 + 4.9) \times 1 = 304.9 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 3.049 \text{ KN/m}^2$$

IV-3-2- Combinaison de charge**➤ A l'ELU**

$$Q_{\text{ELU}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_{\text{ELU}} = [comercial] = 1$$

➤ A l'ELS

$$Q_{\text{ELS}} = G + q$$

$$Q_{\text{ELS}} = 1 + 3.049 = 4.049 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{ELS}} = 4.049 \times d = 4.049 \times 1$$

$$Q_{\text{ELS}} = 4.049 \text{ KN/m}^2 = 0.049 \text{ KN/cm}$$

IV-3-3- Condition de la flèche (L'ELS)

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 4.049 \text{ KN/ml}$

$$F \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EIy} \leq \frac{L}{250}$$

$$Iy \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

$$Iy \geq \frac{5 \times 0.040 \times 500^3 \times 250}{384 \times 21000} = 775.04 \text{ cm}^4$$

On prend IPE200 avec $I_Y = 1943 \text{ cm}^4$

Tableau IV-1 Caractéristique et dimension de L'IPE 200

G(kg/m)	H(mm)	B(mm)	Tf(mm)	Tw(mm)	Avy(cm ²)	Avz(cm ²)	A(cm ²)
22.4	200	100	8.5	5.6	14.28	10.28	28.48
Iy(cm ⁴)	IZ(cm ⁴)	iy(mm)	iz(mm)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	It(cm ⁴)	IW(cm ⁶)
1943	142.40	82.6	22.4	146	220	6.98	12746

Donc, on ajoute le poids propre de l'IPE 200 a la charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2) \times d + G_p = (300 + 4.9) \times 1 + 22.4 = 327.3 \text{ daN/m}$$

$$G = 3.27 \text{ KN/ml}$$

➤ **A l'ELU**

$$Q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_{ELU} = 1 \text{ KN/m}^2 = 1 \times 1 = 1 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ELU} = 1.35(3.27) + 1.5(1)$$

$$Q_{ELU} = 5.91 \text{ KN/ml}$$

➤ **A l'ELS**

$$Q_{ELS} = G_{prof} + Q$$

$$Q_{ELS} = 4.040 + 0.224$$

$$Q_{ELS} = 4.62 \text{ KN/ml}$$

IV-3-4- Vérification à l'ELS

IV-3-4-1- Vérification à la flèche

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384Ely} \leq \frac{l}{250}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 0.0404 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 1943} = 0.80 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

IV-3-5- Vérification à l'ELU

IV-3-5-1- Vérification à l'effort tranchant (cisaillement)

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{5.91 \times 5}{2} = 14.77 \text{ kn}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{Avz \times fy}{\gamma m_0 \times \sqrt{3}} = \frac{10.28 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 126.79 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 14.77 \text{ kn} < V_{plz,rd} = 126.79 \text{ kn} \dots \text{condition vérifiée}$$

IV-3-5-2- Vérification du moment fléchissant (résistant)

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.91 \times 5^2}{8} = 18.46 \text{ kn.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times fy}{\gamma m_0} = \frac{220 \times 235}{1.1} = 47 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 18.46 \text{ kn.m} < M_{pl,rd} = 47 \text{ kn.m} \dots \text{condition vérifiée}$$

IV-4- Vérification au stade final**IV-4-1- Évaluation des charges****a) Charge permanente « G »**

- Poids de la dalle en béton (épaisseur 12 cm)G1= 300 daN/m²
- Poids de la tôle striée (TN40-0.50)G2 = 4.9 daN/m²
- Mortier de ciment (2 cm) G3 = 40daN/ m²
- Couche de Sable (3cm) G4= 51daN/ m²
- Poids de revêtement de carrelage G5 = 40 daN/ m²
- Poids de faux plafond G6= 10daN/ m²
- Poids de solive IPE 200Gp = 22.4daN/m

$$G_{\text{total}} = (G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6) \times d = 410.9 \text{ daN/m}^2 = 4.109 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharges « Q »

Charge d'exploitation.....P = 500 daN/m² = 5 KN/m² (DTR B.C-2.2 article 7.2.2)

- $Q = P \times d = 500 \times 1 = 500 \text{ daN/m} = 5 \text{ KN/m}^2$

IV-4-2-Combinaison de charge**➤ A l'ELU**

$$G = G_{\text{ipe}} + G_T = 0.224 + (4.109 \times 1) = 4.33 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = (1.35 \times 4.33) + (1.5 \times 5) = 13.34 \text{ KN/ml}$$

➤ A l'ELS

$$q = (G + Q) \times d + G_{\text{ipe}}$$

$$q = (5 + 4.109) \times 1 + 0.224$$

$$q = 9.33 \text{ KN/ml}$$

IV-4-3- Vérification à l'ELS**IV-4-3-1-Condition de la flèche**

On a IPE200

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EIY} \leq \frac{l}{250}$$

- $\frac{l}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 9.33 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 1.86 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

IV-4-4- Vérification à l'ELU**IV-4-4-1- Vérification à l'effort tranchant (cisaillement)**

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{13.34 \times 5}{2} = 33.35 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz.fy}{\gamma m_0 \times \sqrt{3}} = \frac{10.28 \times 235 \times 10^2}{1.1 \sqrt{3}} = 126.79 \text{ kn}$$

$V_{sd} = 33.35 < V_{plrd} = 126.79 \text{ kn} \dots \text{condition vérifiée}$

IV-4-4-2- Vérification du moment de résistance plastique

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{13.34 \times 5^2}{8} = 41.68 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{wp fy}{\gamma m_0} = \frac{220.6 \times 235}{1.1} = 47.12 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 41.68 \text{ kn.m} < M_{plrd} = 47.12 \text{ kn.m} \dots \text{condition vérifiée.}$

IV-2- Les poutres

IV-2-1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui servent à transmettre les charges appliquées sur la structure vers les poteaux qui à leurs tours les transmettent aux fondations. Le dimensionnement des poutres vise essentiellement à assurer une résistance appropriée en flexion. Le prédimensionnement des poutres se repose sur des principes structuraux relativement simples.

IV-2-2- Poutre secondaire

Une poutre secondaire est un élément de structure dans un bâtiment ou un ouvrage qui a pour rôle de transmettre les charges (le poids du plancher, des cloisons, etc.) vers une poutre principale.

On a :

Longueur de la poutre.....L=5 m

Entraxe des poutresd = 6 m

IV-2-2-1- évaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente « G »

Poids propre du plancher :

- $G_{\text{plancher}} = G = G_p \times d = 4.109 \times 6 = 24.65 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{plancher}} = 24.65 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharges « Q »

- Charge d'exploitation.....q = 500 daN/m² (DTR B.C-2.2 article 7.2.2)

$$Q = P \times d = 500 \times 6 = 3000 \text{ daN/m}$$

$$Q = 30 \text{ KN/ml}$$

IV-2-2-2- Combinaison des charges

- **A'ELU**

$$q = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 24.65) + (1.5 \times 30)$$

$$q = 78.74 \text{ KN/ml}$$

- A'ELS

$$q = G + Q$$

$$q = 24.65 + 30$$

$$q = 54.65 \text{ KN/ml}$$

IV-2-2-3-Condition à la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 54.65 \text{ KN/ml}$

$$F \leq f_{adm}$$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{l}{250}$$

- $I_y \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.5465 \times 500^3 \times 250}{384 \times 21000} = 10589.11 \text{ cm}^4$$

On prend IPE330 avec $I_y = 11508 \text{ cm}^4$

Tableau IV-2 Caractéristique et dimension du IPE 330

G(kg/m)	I_y	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	AVZ(cm^2)	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$
49.7	11908	713.2	804.3	22.94	137	35.3	789
$A_{vy}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	Tf(mm)	H(mm)	B(mm)	$T_w(\text{mm})$	r(mm)	$I_t(\text{cm}^4)$
30.85	63.30	11.5	330	160	7.5	18	28.15

- Vérification de la flèche :

$$Q_{els} = q + G_{profilé} = 3.68 + 0.188 = 3.78 \text{ kn/ml}$$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{348EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$= \frac{5 \times 0.5465 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 11908} = 1.77 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **IV-2-2-4-Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{78.93 \times 5}{2} = 197.32 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{22.94 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 282.9 \text{ kn}$$

$V_{sd} = 197.32 \text{ kn} < V_{plrd} = 282.9 \text{ kn}$... condition vérifiée

- **IV-2-2-5-Vérification à la résistance :**

On doit vérifier $M_{sd} \leq M_{elrd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{78.93 \times 5^2}{8} = 246.65 \text{ kn.m}$$

$$M_{elrd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804.3 \times 235 \times 10^{-2}}{1.1} = 1718.2 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 246.65 \text{ kn.m} < M_{elrd} = 1718.2 \text{ kn.m}$... condition vérifiée.

IV-3-1-Prédimensionnement des poutres principales :

IV-3-2-introduction

Une poutre principale est un élément porteur majeur dans une structure. C'est elle qui reçoit directement les charges les plus importantes (venant des planchers, des poutres secondaires, des murs, etc.) et les transmet aux poteaux, aux murs porteurs ou aux fondations.

On a :

Longueur de la poutre.....L=6 m

Entraxe des poutrese = 6 m

Longueur des solives.....d = 5 m

IV-3-2-1- évaluation des charges et surcharges**a) Charge permanente « G »****Poids propre du plancher :**

- $G_{\text{plancher}} = 4.109 \times 5 = 20.54 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{plancher}} = 20.54 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de la solive IPE 200

- $G_{\text{solive}} = \frac{0.224}{1} \times 5 = 1.12 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{solive}} = 1.12 \text{ KN/ml}$$

- $G_{\text{totale}} = 1.12 + 20.54$

$$G_{\text{totale}} = 21.66 \text{ KN/ml}$$

IV-3-2-2-Combinaisons de charges :

- **À l'ELU :**

$$Q_{\text{ELU}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_{\text{ELU}} = 1.35(21.66) + 1.5(25)$$

$$Q_{\text{ELU}} = 66.74 \text{ kn/ml}$$

- **À l'ELS :**

$$Q_{\text{ELS}} = G + Q$$

$$q_{\text{ELS}} = 21.66 + 25$$

$$q_{\text{ELS}} = 46.66 \text{ kn/ml}$$

choix du profile :

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EIY} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 \cdot 250}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.04666 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 15622.76 \text{ cm}^4$$

On choisie IPE360 avec $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

• **IV-3-2-3-Vérification a la flèche (ELS) :**

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} < \frac{l}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 0.4666 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270} = 2.30 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{600}{250} = 2.40 \text{ cm}$$

On a : $f_{\max} = 2.30 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 2.40 \text{ cm}$ condition vérifiée .

• **IV_3-2-4-Vérification au cisaillement (ELU) :**

On doit vérifier $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{67.51 \times 6}{2} = 202.53 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{26.77 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 330.18 \text{ kn}$$

$V_{sd} = 202.53 \text{ kn} < V_{plrd} = 330.18 \text{ kn}$...condition vérifiée

• **IV-3-2-5-Vérification à la résistance**

On doit vérifier $M_{sd} \leq M_{elrd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{67.51 \times 6^2}{8} = 303.79 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 303.79 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 2177.33 \text{ kn.m}$ Condition vérifiée.

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1010.2 \times 235}{1.1} = 2177.33 \text{ kn.m}$$

IV-4-Calcul des connexion acier-béton

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en acier.

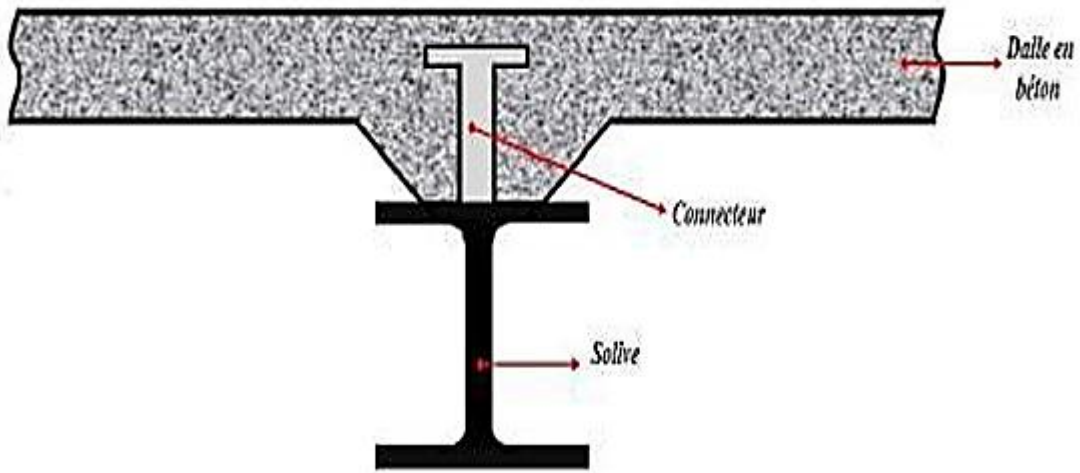


Figure IV-3- disposition d'un connecteur

IV-4-1- la position de l'axe neutre

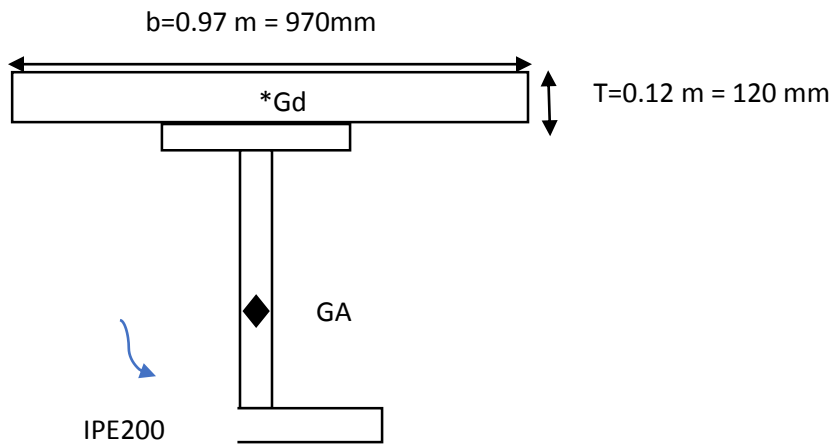


Figure IV-4- Caractéristiques des connecteurs selon IPE200

- $\frac{\sum A_i r_i}{\sum A_i} = \frac{116400 \times 260 + (2848)(100)}{119248} = 256.17 \text{ mm}$
 - $d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \times 5} = \frac{970 \times 120}{15} \times \frac{120+200}{2 \times 10608} = 117.04 \text{ mm}$
- d = 117.04 mm**

IV-4-2- moment d'inertie

$$I_m = I_{ay} + A * d^2 + \frac{lb}{n} + \frac{b}{n} \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I_m = 1943 \times 10^4 + 2848 \times 117.04^2 + \frac{970 \times 10^3}{15} + \frac{116400}{15} \left(\frac{120+200}{2} - 117.04 \right)$$

$$I_m = 82076479.44 \text{ mm}^4$$

Avec:

$$S = \frac{b}{n=15} + A$$

B = 116400 (surface de béton)

A = 2848 (A de IPE200)

S = 100608

IV-4-3- calcul des contraintes dans la poutre en acier**IV-4-3-1- traction (fibre inférieure)**

- $\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} \times V_i$
 $\sigma_{ai} = \frac{41.68 \times 10^3}{82076479.44} \times 256.17 = 130.08 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{ai} = 130.08 \text{ N/mm}^2$

IV-4-3-2- compression (fibre supérieure)

- $\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \times (V_s - t)$
 $\sigma_{as} = \frac{41680}{82076479.44} \times (63.83 - 120)$
 $\sigma_{as} = -0.028 \times 10^{-3} \text{ KN/m}^2 = -0.02 \text{ N/mm}^2$

IV-4-4-calcul des contraintes dans le béton**IV-4-4-1- compression (fibre inférieure)**

- $\sigma_{bi} = \frac{M}{I_m \times n} \times V_s = \frac{41680}{8207679.44 \times 15} \times (63.83 - 120)$
 $\sigma_{bi} = -1.63 \times 10^3 = -1.90 \text{ N/mm}^2$

IV-4-4-2- compression (fibre supérieure)

- $\sigma_{bs} = \frac{M}{I_m \times n} \times V_s = \frac{41680}{82076479.44 \times 15} \times 63.83$
 $\sigma_{bs} = 2.16 \times 10^{-3} = 2.16 \text{ N/mm}^2$

IV-4-5- Nombre de connecteur

- $nc = \frac{Aa \times fy}{qu}$
- $qu = 4 \times 10^{-4} \times \phi_c^2 \times \sqrt{\sigma_{28} \times Eb}$
 $qu = 4 \times 10^{-4} \times 840^2 \times \sqrt{2.16 \times 32600}$
 $qu = 74895.24 \text{ N}$

Avec

Aa= 2848 MPA

$F_y = 235 \text{ MPA}$

$E_b = 32600 \text{ MPA}$

$\phi = 7t = 7 \times 120 = 840 \text{ mm}$

Donc :

- $n_c = \frac{2848 \times 235}{74895.24} = 8.93 \rightarrow \text{on prend 9 connecteurs}$

IV-5- Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux Soumis à la compression qui supportent Les charges et les transmettent aux Fondations.
 Pour le pré dimensionnement on choisit Celui du milieu, parce que c'est le plus Sollicité.

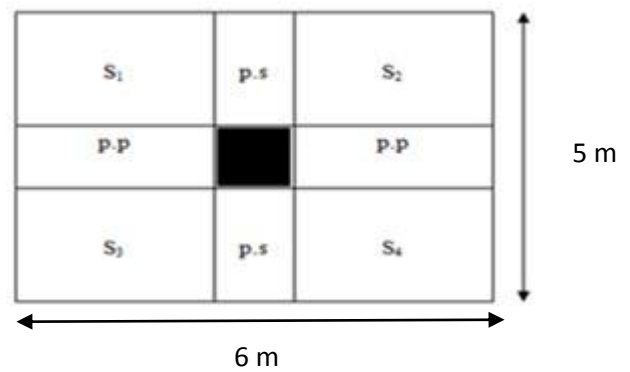


Figure IV-5- Surface reprise par le poteau le plus sollicité

IV-5-1- Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente « G »

Poids propre du plancher (la dalle en béton) $G_{pl} = (6 \times 5) \times 410.9 = 12327 \text{ daN}$

Poids propre de la solive IPE 200 $G_s = 22.4 \times 5 = 112 \text{ daN}$

Poids propre de la pannes IPE 140 $G_p = 12.9 \times 5 = 64.5 \text{ daN}$

Poids propre de la poutre principale IPE360..... $G_{pp} = 57.1 \times 6 = 342.6 \text{ daN}$

Poids propre de la poutre secondaire IPE330..... $G_{ps} = 49.7 \times 5 = 248.5 \text{ daN}$

Poids propre de la couverture..... $G_c = 15.137 \times 5 \times 5 = 378.42 \text{ daN}$

Poids propre de la travers IPE450..... $G_t = 77.6 \times 10.11 = 784.53 \text{ daN}$

Poids estimé du poteau HEA 500..... $G_{po} = 155 \times 10 = 1550 \text{ daN}$

$G_{total} = 12327 + 6(112) + 342.6 + 248.5$

$G = 13590.1 \text{ daN}$

b) Surcharges « Q » -

Charge d'exploitation.....q = 500daN/m² (DTR B.C-2.2 article 7.2.2)

$$Q = 500 \times 5 \times 6 = 15000 \text{ daN}$$

IV-5-2- Combinaison des charges

a) A l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 13590.1 + 1.5 \times 15000$$

$$q = 40846.63 \text{ daN}$$

b) A l'ELS

$$q = G + Q$$

$$q = 13590.1 + 15000$$

$$q = 28590.1 \text{ daN}$$

V-5-3- Choix de la section

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

$$N_{sd} = 40846.63 \text{ daN} = 408.46 \text{ KN}$$

IV-5-4-Calcul de l'élancement

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} < 25 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{600 \times 0.5}{25} = 12 \text{ cm}$$

On prend un profilé en HEA 300

• Calcul de λ_y et λ_z

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.5 \times 600}{12.7} = 23.62 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 600}{7.49} = 40.05 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{23.62}{93.9} < 0.25$$

Avec :

L_f : La longueur de flambement du poteau

I_y: Le rayon de giration autour de l'axe fort.

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = \frac{40.05}{93.9} = 0.42$$

$\lambda_{max} = \lambda_z = 0.42 > 0.2$ donc y'apas de risque de flambement

IV-4-4- Choix de la courbe de flambement

L'Eurocode3 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la Section.

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.96 \text{ mm} < 1.2 \dots\dots\dots (1)$$

$$T_f = 14 \text{ mm} < 100 \dots\dots\dots (2)$$

D'après (1) et (2)

- Courbe de flambement (b) pour y-y \longrightarrow 0.9822
- Courbe de flambement (c) pour z-z \longrightarrow 0.9181

IV-5-5-Vérification a la stabilité

La vérification au flambement doit vérifier la condition suivante

$$N_{sd} \leq N_b, R_d = \chi_{min} * \frac{A * f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{sd} = 408.46 \text{ KN}$$

$$\chi_{min} = \chi_z = 0.9181$$

$$N_{brd} = \chi_{min} \times B A \times \frac{A * f_y}{\gamma_{m1}} = 0.9181 \times \frac{113}{1.1} = 2216.37 \text{ KN}$$

$$N_{brd} = 2216.37 > N_{sd} = 408.46 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Avec :

N_b, R_d : L'effort résistant vis-à-vis du phénomène de flambement ;

β_A=1 → pour les sections transversales de classe 1,2 et 3.

Conclusion

Le profilé HEA 300 convient pour les poteaux

IV-6- Les portiques**IV-6-1- Introduction**

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont supposés composés de Traverses qui supportent les pannes, et des poteaux qui supportent les traverses, cette ossature a pour fonction première de supporter les charges et les actions agissant sur la structure et les

Transmettre aux fondations. Elle doit ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (Toiture et façade) et de séparation intérieure.

IV-6-2- Evaluation des charges**a) Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture - - -**

Avec :

Poids propre de la pannes IPE 140 $G_p = 12.9 \text{ daN/m}$

Poids propre de la couverture + accessoire $G_c = 20.137 \text{ daN/m}^2$

Poids propre de la travers IPE450..... $G_t = 77.6 \text{ daN/m}$

Avec :

L'entre axe des portiques est : $e = 6 \text{ m}$

L'entre axe des pannes : $d = 1.30 \text{ m}$

$$G = \left(\frac{G_p}{d} + G_c \right) e + G_t$$

$$G = \left(\frac{12.9}{1.68} + 20.137 \right) 6 + 77.6$$

$$G = 244.49 \text{ Dan/m}$$

b) Les charges revenant à la poutre principale du plancher intermédiaire - -

Poids propre du plancher $G_{pl} = 6 \times 410.9 = 2465.4 \text{ daN/m}$

Poids propre de la solive IPE 200 $G_s = 22.4 \text{ daN/m}$

$$G = G_{pl} + G_s = 2465.4 + 22.4 = 2487.8 \text{ daN/m}$$

c) Surcharge d'exploitation -

Charge d'exploitation..... $P = 500 \text{ daN/m}^2$ (DTR B.C-2.2 article 7.2.2)

$$Q = P \times e = 500 \times 6$$

$$Q = 3000 \text{ daN/m}$$

IV-6-3- Effet de la neige

Les résultats sont obtenus d'après le chapitre II

$$N = 14.11 \text{ daN/m}^2$$

$$N = 14.11 \times 6 = 84.66 \text{ daN/m}$$

$$N = 84.66 \text{ daN/m}$$

IV-6-4- Effet du vent

Les résultats sont obtenus d'après le chapitre (II) - -

Pour la face long pan le portique intermédiaire se trouve dans la zone D pour la paroi Verticale et la zone H pour le versant de toiture.

Pour la face pignon le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi Verticale et la zone H pour le versant de toiture.

Et d'après les résultats de l'étude au vent on constate que le vent qui frappe la face pignon est Le plus défavorable.

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface Tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge Équivalente uniformément réparti.

(+) pression : action du vent vers la paroi

(-) dépression : action du vent hors de la paroi

$$q_j \text{ [daN/ml]} = q_j \text{ [daN/m}^2] \times \text{entraxe}$$

Avec l'entraxe = 6m

- **Versant de toiture :**

$$V = -57.663 \text{ DaN/m} = -57.663 \times 6 = -345.97 \text{ daN/m}$$

$$V = -345.97 \text{ daN/m}$$

- **Paroi verticale :**

$$V = -76.404 \text{ daN/m} = -76.404 \times 6 = -458.42 \text{ daN/m}$$

$$V = -458.42 \text{ daN/m}$$

IV-6-5- Surcharge d'entretien

Dans le cas des toitures inaccessible, on considère uniquement dans les calculs une charge D'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant, et qui est équivalente à deux

Charges concentrées de 100 Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée. (D'après le DTR BC 2.2 article 7.3.1).

$$E = 100.8 \text{ daN/m}^2$$

$$E = 100.8 \times 6 = 604.8 \text{ daN/m}$$

IV-7- Etude numérique du portique avec le logiciel ROBOT**IV-7-1- Introduction**

Robot Structural Analysés Professional est un logiciel collaboratif, polyvalent et rapide, qui Intègre des capacités exceptionnelles de maillage automatique, pour des résultats rapides et Parfaitement actualisés.

IV-7-2-Description du logiciel ROBOT

Après le lancement du système ROBOT pour ce faire, cliquer sur l'icône appropriée affichée Sur le bureau ou sélectionner la commande appropriée dans la barre des tâches, la fenêtre Représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la Structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer Le dimensionnement de la structure.



Figure IV-6 Interface du logiciel Robot Structural Analysis Professional

V-7-3- Etape à suivre dans le logiciel

V-7-3-1- Etape une « La Modélisation »

La définition d'une structure commence par la définition des nœuds et des éléments barres. Dans ROBOT, seule la définition des éléments barres est nécessaire puisque les nœuds sont alors automatiquement créés aux extrémités de ces dernières. L'outil de calcul propose de nombreuses fonctionnalités qui permettent une modélisation avancée.

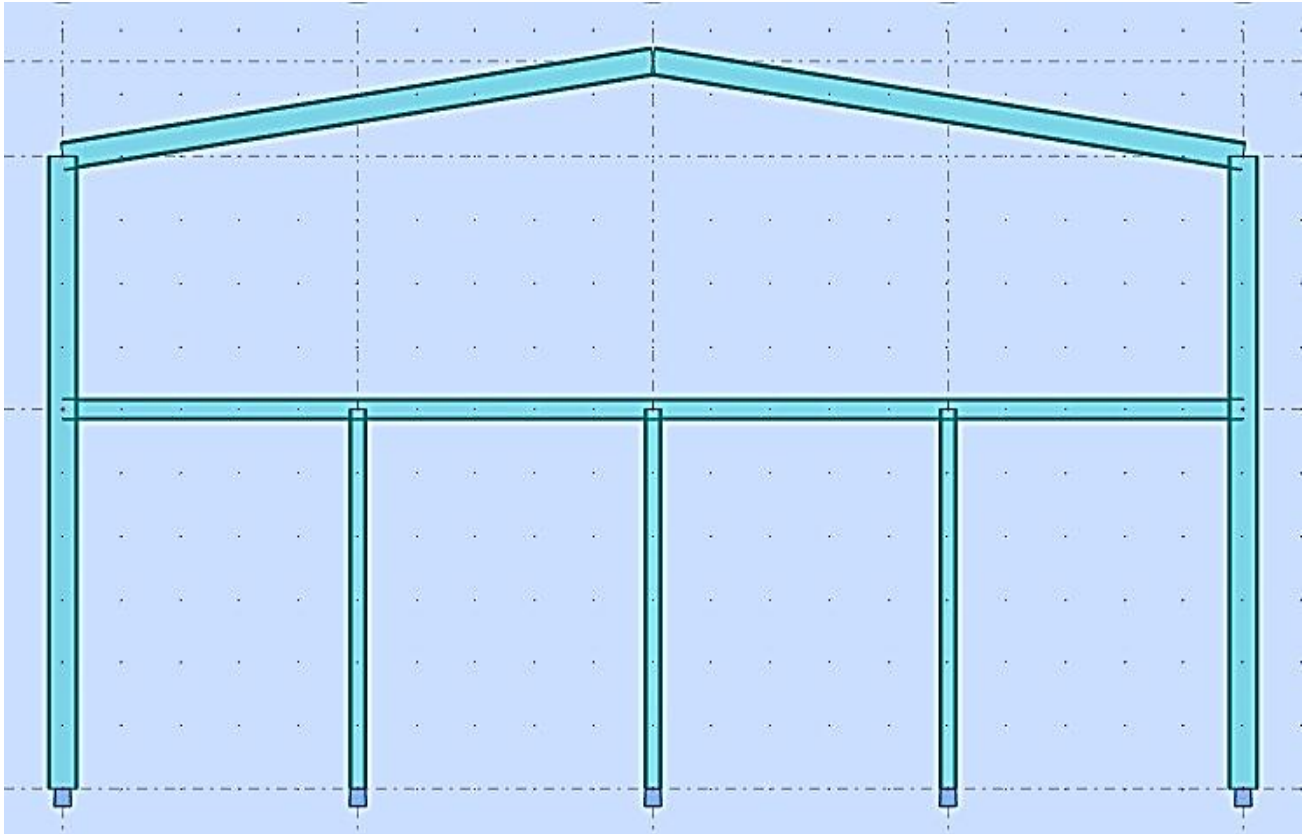


Figure. IV.7. Vu d'ensemble du portique

IV-7-3-2- Etape deux « Application des charges »

On applique les charges (neige, vent, charge d'exploitation, et des combinaisons d'action ...etc.) à la structure.

Toutes les charges prédéfinies dans le logiciel (ROBOT) sont groupées en cas de charge, Chaque cas possède un numéro et un nom. Dans le même cas de charge, vous pouvez définir Un nombre quelconque de charge, les cas de charge peuvent être ensuite composés en Combinaisons.

La génération des pondérations se fait de manière automatique par le logiciel (ROBOT) ce qui Permet de créer une combinaison de cas de charge. Les combinaisons sont du type ELU, ELS. Cette fonctionnalité de base permet à l'utilisateur de déclarer ces propres combinaisons et Enveloppes de cas de charges.

V-7-3-3- Etape trois « Vérification et analyse »

Après la modélisation et l'application des charges on lance l'analyse et l'optimisation des Familles. On obtient trois profils : - - -

Le premier représente la plus basse limite et qu'il ne faut pas franchir.

Le deuxième c'est le profil optimal.

Le troisième représente le profile surdimensionné

IV-7-3-4-calcul des profilés avec robot :

Poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 12 Poteau_12

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

10.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 COMB1 2*1.35+4*1.50

MATERIAU:

Steel (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm ²	Az=59.87 cm ²	Ax=115.52 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm ⁴	Iz=2141.69 cm ⁴	Ix=89.00 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm ³	Wplz=335.89 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 46.20 kN	My,Ed = -117.95 kN*m	
Nc,Rd = 2714.77 kN	My,Ed,max = -117.95 kN*m	
Nb,Rd = 1245.29 kN	My,c,Rd = 515.65 kN*m	Vz,Ed = -43.30 kN
	MN,y,Rd = 515.65 kN*m	Vz,c,Rd = 812.35 kN
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 10.00 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 5.00 \text{ m}$$

$$L_{amy} = 24.48$$

$$\lambda_{my} = 0.26$$

$$\chi_y = 0.99$$

$$\eta_{yy} = 0.82$$



en z:

$$L_z = 10.00 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 5.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{mz} = 116.12$$

$$\lambda_{mz} = 1.24$$

$$\chi_z = 0.46$$

$$\eta_{zy} = 0.43$$

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

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{by} = 24.48 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{bz} = 116.12 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(\chi_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + \eta_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(\chi_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + \eta_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$$v_x = 0.2 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 13 COMB7 (2+4)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 13 COMB7 (2+4)*1.00**Profil correct !!!****Traverse :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 7 Poutre_7**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:**Cas de charge décisif:** 7 COMB1 2*1.35+4*1.50

MATERIAU:

Steel (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h=45.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=19.0$ cm	$A_y=63.21$ cm ²	$A_z=50.85$ cm ²	$A_x=98.82$ cm ²
$t_w=0.9$ cm	$I_y=33742.90$ cm ⁴	$I_z=1675.86$ cm ⁴	$I_x=63.80$ cm ⁴
$t_f=1.5$ cm	$W_{ply}=1701.92$ cm ³	$W_{plz}=276.39$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 49.67$ kN	$M_{y,Ed} = -117.95$ kN*m		
$N_{c,Rd} = 2322.29$ kN	$M_{y,Ed,max} = -117.95$ kN*m		
$N_{b,Rd} = 2322.29$ kN	$M_{y,c,Rd} = 399.95$ kN*m	$V_{z,Ed} = 39.27$ kN	
	$M_{N,y,Rd} = 399.95$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 689.85$ kN	
	$M_{b,Rd} = 127.28$ kN*m		
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 136.40$ kN*m	Courbe,LT - c	$XLT = 0.32$
$L_{cr,low}=10.11$ m	$Lam_{LT} = 1.71$	$f_{i,LT} = 1.92$	$XLT_{,mod} = 0.32$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zy} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.29 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.93 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.95 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.95 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$u_y = 0.0$ cm < $u_{y,max} = L/200.00 = 5.1$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 13 COMB7 (2+4)*1.00

uz = 0.2 cm < uz max = L/200.00 = 5.1 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 13 COMB7 (2+4)*1.00



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

IV-7-3-5- Diagrammes des efforts et moment

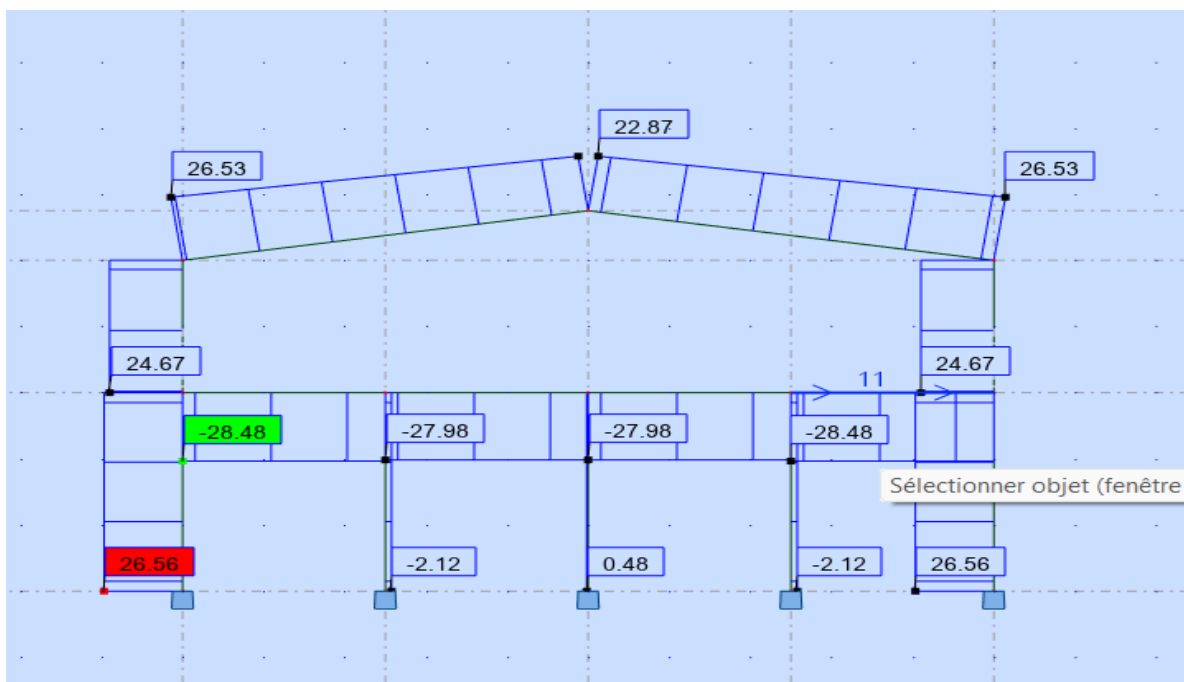
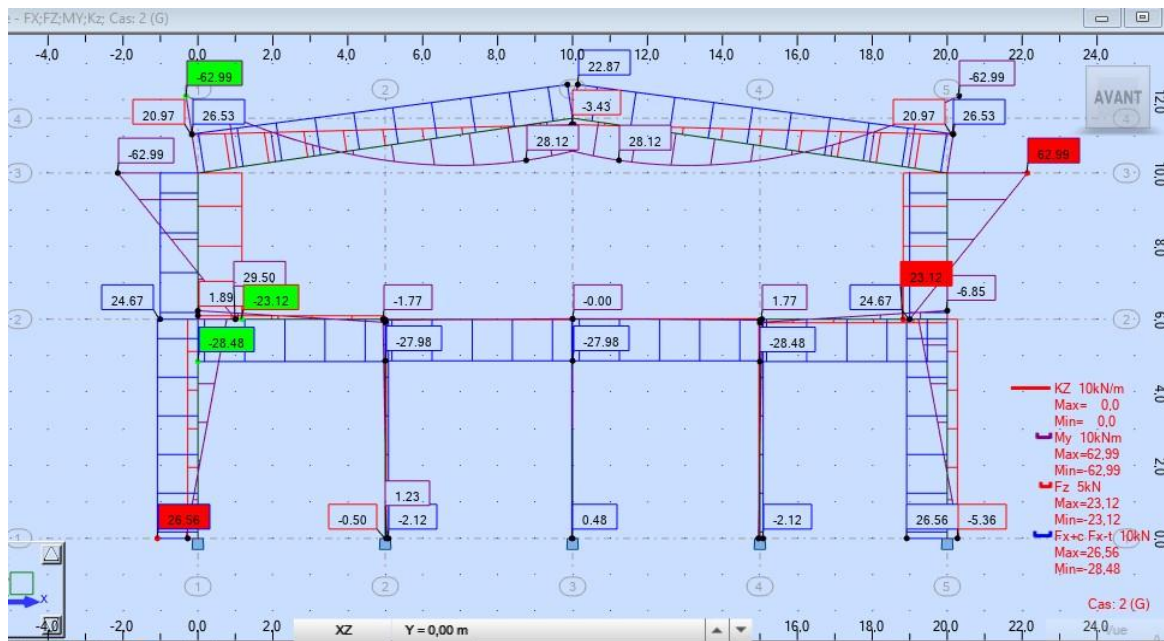


Figure IV-8 Diagrammes des efforts normaux

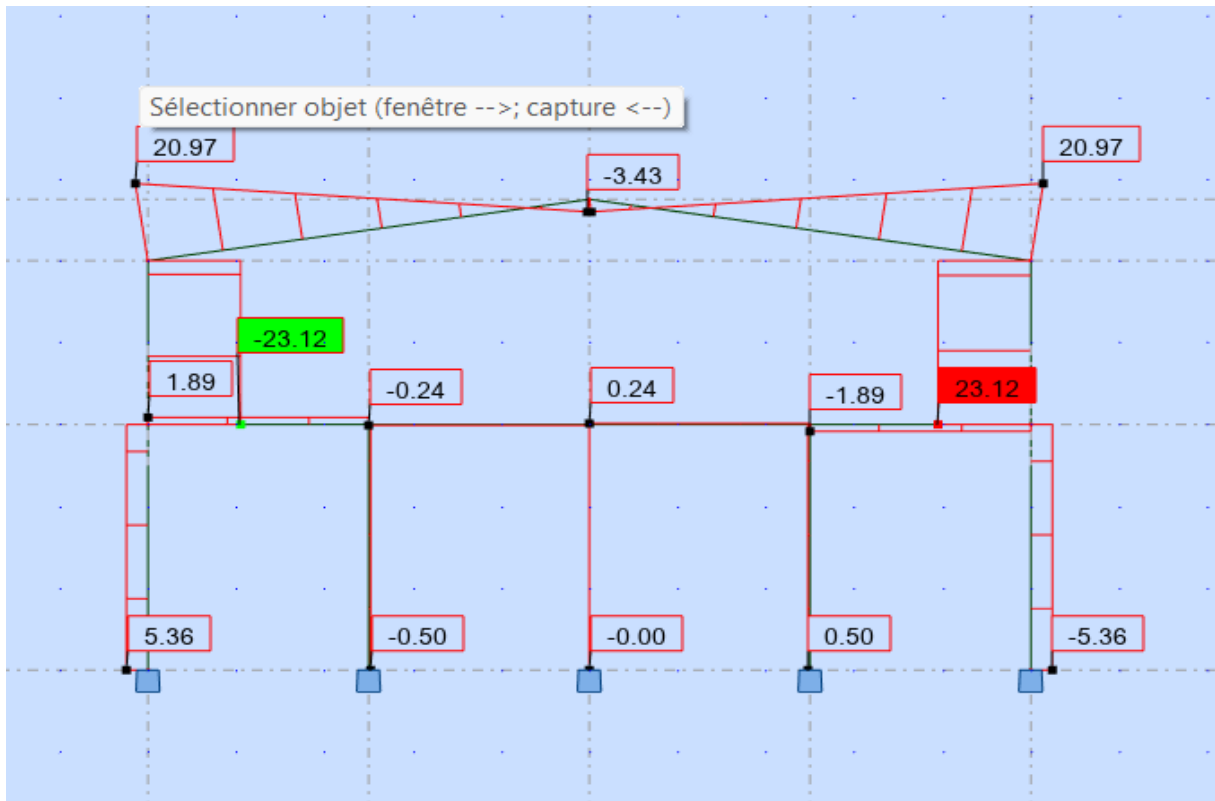


Figure IV-9 Diagramme des efforts tranchant

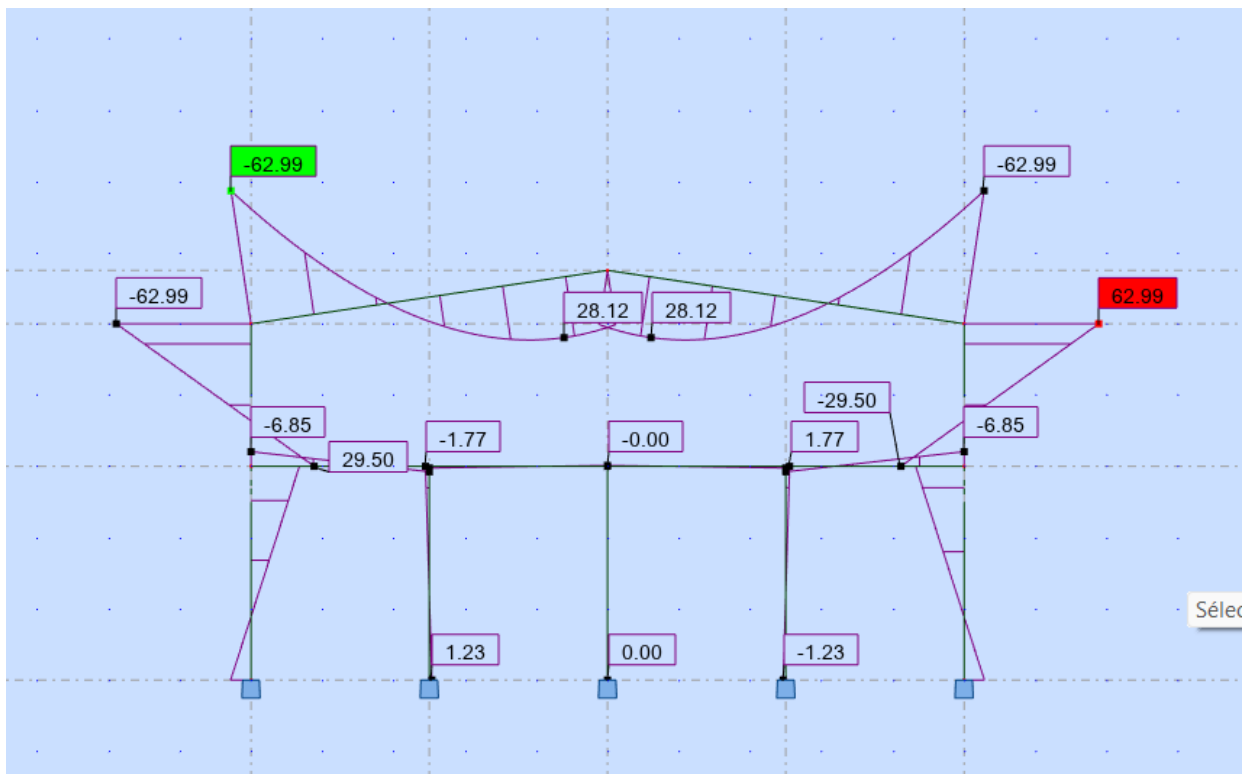


Figure IV-10 Diagramme des moments fléchissant

IV-7-4- Vérification manuelle de la traverse (IPE 450) :

Nous avons :

La longueur de la poutre $L = 10.11$ m

Les efforts sont tirés à partir du Robot :

- $V_{sd} = 8738.11$ daN
- $M_{y, sd} = 24886.23$ daN.m

Sous la combinaison la plus défavorable

La section IPE 450 est de classe 01 en flexion dévié.

IV-7-4-1-Vérification a la flexion bi axiale

La vérification doit satisfaire la condition suivante

$$\left[\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right] \leq 1 \quad \text{Avec} \quad \alpha = 2$$

$M_{sd} = M_{y, sd} = 15619$ Dan.m

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1702 \times 23.5}{1.1} = 36360.90 \text{ daN.m}$$

$M_{plrd} = 36360.90$ KN.m

$$\left[\frac{M_{sd}}{M_{plrd}} \right]^2 \leq 1 \rightarrow \left[\frac{15619}{36360.90} \right] = 0.18 < 1 \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

Conclusion

Le profilé IPE 450 est vérifieur.

IV-7-4-2-Vérification à l'effort tranchant

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plzrd}$$

$V_{sd} = 8595$ daN

$$V_{plzrd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = \frac{50.9 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 62781.59 \text{ daN}$$

$V_{plzRd} = 62781.59$ daN

$V_{sd} = 8595$ daN < $V_{plzrd} = 62781.59$ daN condition vérifier

IV-7-4-3- Vérification au déversement

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, sous moment positif car elle est immobilisée latéralement (bloquée) par les pannes.

IV-8- Conclusion

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments structuraux et avoir fait toutes les Vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

Tableau IV-4 Profilés des éléments porteurs

Poteaux	IPE500
Poutre principale	IPE360
Poutre secondaire	IPE330
Traverse	IPE450

CHAPITRE V

Les escaliers

V. Introduction

Ce chapitre a pour but de présenter le calcul des composants secondaires (les escaliers, l'acrotère et les connecteurs) de la structure étudiée. Le calcul de ces éléments s'effectue sous l'influence des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Pour mener à bien cette étude, les calculs sont effectués essentiellement suivant les recommandations données dans le code européen l'EUROCODE 3 « Règlement de conception et de calcul des structures en acier ».

V.1. Etude d'un escalier

Un escalier est une série régulière de marches ou de niveaux destinés à l'ascension ou à la descente (voir Figure IV.1). Cela permet donc de progresser d'un niveau à un autre. C'est un lien essentiel entre divers niveaux, composée de :

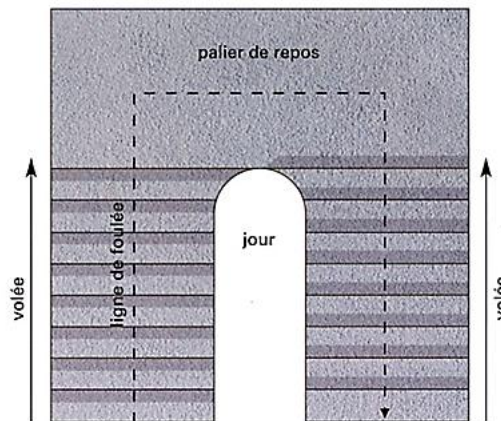


Figure V.1. Vue en plan d'escalier

- ✓ **Le palier** : désigne une surface plane et spatiale indiquant un niveau après une série d'escaliers.
- ✓ **Le giron** : écart horizontal évalué entre les nez de deux marches adjacentes.
- ✓ **Le limon** : il s'agit d'un élément incliné qui soutient les marches. La solution la plus simple est d'employer une pièce en U dont l'âme sera vertical.
- ✓ **La volée** : Tranche de marches d'un escalier située entre deux paliers adjacents.
- ✓ **Hauteur de marche** : distance verticale qui sépare une marche d'une autre .

V.2. Pré dimensionnement des marches

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de BLONDEL pour le calcul.

- $59\text{cm} \leq 2H+G \leq 66\text{cm}$
- $27\text{cm} \leq G \leq 30\text{cm}$
- $16.5\text{cm} \leq H \leq 18.5\text{cm}$

Avec notamment :

- G : largeur de la marche, on prend $G=30\text{cm} = 0.3 \text{ m}$
- H : hauteur de la contre marche, $H=17\text{cm} = 0.17 \text{ m}$

Donc :

$$\checkmark 59\text{cm} < 2H+G = 2.17+30 = 64\text{cm} < 66\text{cm} \dots\dots \text{condition verifier.}$$

V.3. Nombre total de marche

$$N = \frac{h}{H}, \text{ avec } h : \text{ hauteur de l'étage} = 2 \text{ m}$$

$$H : \text{ hauteur de marche } 17 \text{ cm} = 0.17 \text{ m}$$

$$N = \frac{2}{0.17} = 11.76 \cong 12 \text{ marches}$$

On répartit ce nombre en 3 volées, ce qui nous donne :

*12 marches en chaque volée.

V.4. Dimensionnement des composant de l'escalier

- **Dimensionnement de la cornière de marche**

$$\checkmark \text{ Longueur de la marche } L=2.2\text{m}$$

$$\checkmark \text{ Largeur de la marche } G= 0.3\text{m}$$

$$\checkmark \text{ Les cornières sont en acier S235}$$

- **Détermination la section de la cornière**

G= tôle striée + revêtement + mortier

$$G = 27.61 + 40 + 40 = 107.61 \text{ dan/m}^2$$

$$G = 107.61 \times 0.3 = 32.28 \text{ dan/ml}$$

$$Q = 250 \times 0.3 = 7500 \text{ dan/ml}$$

$$Q = 0.15 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{els}} = G+Q = 107.28 \text{ dan/m} = 1.0728 \text{ N/mm}$$

$$Q_{\text{els}} = 1.0728 \text{ N/mm}$$

Choix de la cornière

$$F \leq f_{\text{adm}}$$

$$F = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 300}{384E} = \frac{5 \times 1.0728 \times 2200^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 10.61 \text{ cm}^4$$

On prend donc la cornière L50×50×5 avec $I_y = 10.96 \text{ cm}^4$

Du tableau des cornières, en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection, la section transversale de cet élément est de classe 1.

Tableau V.1 : Caractéristique de la cornière :

G (kg/m)	W _{ely} =w _{elz} (cm ³)	i _y =i _z (cm)	r(mm)
3.77	3.05	1.51	7
H=b(mm)	T(mm)	A(cm ²)	I _z =I _y (cm ⁴)
50	5	4.80	10.96

Charge permanente (poids propre inclut)

$$G = G + G_{cor} = 32.28 + 3.77 = 36.05 \text{ dan/m}$$

$$Q_{els} = G + Q = 36.05 + 75 = 111.05 \text{ dan/m}$$

$$Q_{elu} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(36.05) + 1.5(75) = 161.16 \text{ dan/m}$$

- Vérification à la flèche (ELS)

$$F \leq f_{adm}$$

$$F = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$F = \frac{5ql^3 \cdot 300}{384E} = \frac{5 \times 111.05 \times 10^{-2} \times 2200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 10.96 \times 10^4} = 14.71 > \frac{l}{300} = \frac{2200}{300} = 7.33 \text{ mm}$$

F > f_{adm} condition pas vérifiée donc on augmente la section

$$L 60 \times 60 \times 7 \quad \text{avec} \quad I_y = 26.05 \text{ cm}^4$$

Tableau V.2. Les caractéristiques de profilée

G(Kg/m)	W _{ely} =W _{elz} (cm ³)	i _y =i _z (cm)	H=b(mm)	T(mm)	R(mm)	A(cm ²)
6.26	6.10	1.81	60	7	8	7.98

- Charge permanente

$$G = G + G_{cor} = 32.28 + 6.26 = 38.54 \text{ dan/m}$$

- Combinaison

$$Q_{els} = G + Q = 38.54 + 75 = 113.54 \text{ daN/m}$$

$$Q_{elu} = 1.35(38.54) + 1.5(75) = 164.52 \text{ daN/m}$$

- Vérification à la flèche

$$F \leq F_{adm}$$

$$F = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 113.54 \times 10^{-2} \times 2200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 26.05 \times 10^4} = 6.33 \text{ mm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{2200}{300} = 7.33 \text{ mm}$$

$$F = 6.33 \text{ mm} < F_{adm} = 7.33 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq v_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{164.52 \times 2.2}{2} = 180.97 \text{ dan}$$

$$V_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{7.98 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 9842.7 \text{ dan}$$

$$V_{sd} < v_{plrd} \dots\dots \text{condition vérifier}$$

- Vérification à la résistance

$$M_{sd} \leq M_{elrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{164.52 \times 2.2^2}{8} = 99.53 \text{ dan.m}$$

$$M_{elrd} = \frac{w_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{6.10 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 130.31 \text{ dan.m}$$

$$M_{sd} < m_{elrd} \dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

V.5. Dimensionnement de la poutre limon

✓ Evaluation des charges

- Volée

1/ charges permanente

- Poids de deux cornière (L60 × 60 × 7) → G=12.52 kg/m
- Tole striée 3mm-5mm → G1=27.61 dan/m²
- Revêtement → G2=40 dan/m²
- Mortier → G3=40 dan/m²
- Garde-corps → G4=100 dan/m²

Donc :

$$G_{tot} = (27.61 + 40 + 40) \times 2.2 + 100 + 12.52 = 349.26 \text{ dan/m}$$

$$G_{tot} = 349.26 \text{ dan/m}$$

$$\text{Pour un limon on aura : } G = \frac{349.26}{2} = 174.63 \text{ dan/m}$$

$$G = 174.63 \text{ dan/m}$$

2/ charges d'exploitation

Pour un limon on aura

$$Q_{limon} = (250 \times 2.2) / 2 = 275 \text{ dan/ml}$$

• Palier :

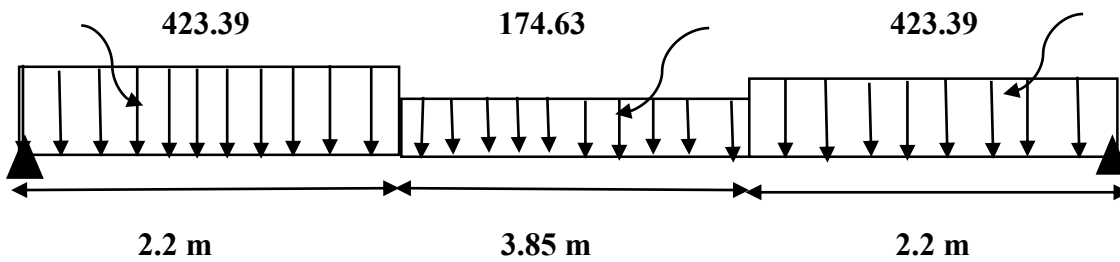
1/ charges permanentes

$$G_{total} = 384.9 \text{ dan/m}^2 = 384.9 \times 2.2 = 846.78 \text{ dan/ml}$$

Pour un limon on aura :

$$G_{tot}/2 = \frac{846.78}{2} = 423.39 \text{ dan/ml}$$

$$G_{limon} = 423.39 \text{ dan/ml}$$



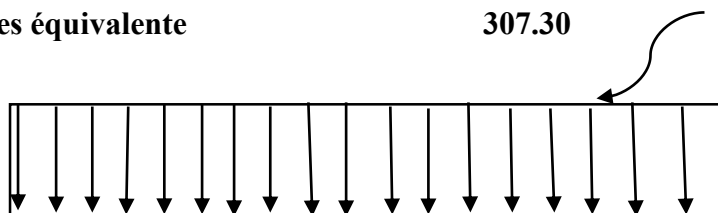
▪ 1/ Charges revenant au limon

Charge équivalente :

$$G_{eq} = \frac{(423.39 \times 2.2) \times 2 + (174.63 \times 3.85)}{8.25}$$

$$G_{eq} = 307.30 \text{ dan/m}$$

▪ Charges équivalente



▪ 2/Charges d'exploitation

V.6. pré dimensionnement des limons

$$Q_{eq} = \frac{250 \times 2.2}{2} = 275 \text{ dan/m}$$

Combinaisons de charge

Etat limite ultime

$$Q = 1.35G_{eq} + 1.5Q_{eq}$$

$$Q = 1.35(307.30) + 1.5(275)$$

$$Q = 827.35 \text{ dan/ml}$$

Etat limite de service

$$Q = G_{eq} + Q_{eq}$$

$$Q = 307.30 + 275$$

$$Q = 582.3 \text{ dan/ml}$$

Choix du profilé :

$$F \leq f_{adm}$$

$$F = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 \cdot 300}{384E} = \frac{5 \times 582.3 \times 10^{-2} \times 500^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1353.93 \text{ cm}^4$$

On choisit UPN200 avec $I_y = 1910 \text{ cm}^4$

Du tableau des profilés , en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection , la section transversale de cet élément est de classe 1.

Tableau V.3.Caractéristique de profilée:

G(kg/m)	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	AVZ(cm^2)	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$
25	1910	191	228	14.64			148
W_{elz}	W_{plz}	r(mm)	H(mm)	B(mm)	$T_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	A(cm^2)
		11.5	200	75	8.5	11.5	32.20

- Vérification à la flèche

$$F \leq f_{adm}$$

$$F = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$\frac{5 \times 582.3 \times 500^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1910} = 1.18 \text{ mm} < \frac{l}{300} = \frac{500}{300} = 1.66 \text{ mm}$$

$F < f_{adm}$...condition vérifiée

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq v_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{827.35 \times 5}{2} = 2068.75 \text{ dan} = 20.68 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz \times fy}{\gamma m_0 \times \sqrt{3}} = \frac{14.64 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 18057416 \text{ dan} = 180.57 \text{ KN}$$

$V_{sd} < v_{plrd}$ condition vérifiée

- Vérification à la résistance

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{827.35 \times 5^2}{8} = 2585.46 \text{ dan.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{plrd} \times fy}{\gamma m_0} = \frac{228 \times 10^3}{1.1} = 48709.09 \text{ dan.m}$$

$M_{sd} < M_{lrd}$ condition vérifiée

V.6. Dimensionnement de la poutre palière

- **Evaluation des charges**

Etat limite ultime

$$Q = (1.35G + 1.5Q_{eq}) \times \frac{l}{2}$$

Avec : $G = G_{eq} + G(2UPN)$

$$G = 307.30 + 2 \times 25.3$$

$$G = 357.9 \text{ dan/m}$$

$$Q = 1.35(357.9) + 1.5(275) \times \frac{5}{2}$$

$$Q = 1558.96 \text{ dan/ml}$$

Etat limite de service

$$Q = (G + Q_{eq}) \times \frac{l}{2}$$

$$Q = (357.9 + 275) \times \frac{5}{2}$$

$$Q = 1582.25 \text{ dan/ml}$$

Choix du profilé :

$$F \leq f_{adm}$$

$$F = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 \cdot 300}{384E} = \frac{5 \times 1582.25 \times 10^{-2} \times 500^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 3678.96 \text{ cm}^4$$

On opte pour IPE240 avec $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

Du tableau des profilés , en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection , la section transversale de cet élément est de classe 2.

Tableau V.4. Caractéristique du profilée:

G(kg/m)	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	AVZ(cm^2)	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$
30.7	3892	324.3	366.7	13.70			
W_{elz}	W_{plz}	r(mm)	H(mm)	B(mm)	$T_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	A(cm^2)
			240	120	6.2	9.8	39.80

- **Vérification à la flèche**

$$F \leq f_{adm}$$

$$F = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$\frac{5 \times 1582.25 \times 500^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3892} = 1.57 \text{ mm} < \frac{l}{300} = \frac{500}{300} = 1.66 \text{ mm}$$

$F < f_{adm}$...condition vérifiée

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq v_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1558.96 \times 500}{2} = 3897.40 \text{ dan}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{13.70 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 168979.92 \text{ dan}$$

$V_{sd} < v_{plrd}$ condition vérifiée

- Vérification à la résistance

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1558.96 \times 500^2}{8} = 4871.75 \text{ dan.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{plrd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{366.70 \times 235}{1.1} = 78340.45 \text{ dan.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ condition vérifiée

CHAPITRE VI
ETUDE DE CONTREVENTEMENT

VI-1- Introduction

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

VI-2- Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et transmettre les efforts dus aux actions latérales ou horizontales (le vent, Le séisme, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres) jusqu'aux Fondations.
- Permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure
- Limiter les déplacements horizontaux sous l'effet de ces actions.
- Ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des Appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de Portiques vis-à-vis du déversement.

VI-3- Pré dimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux Réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

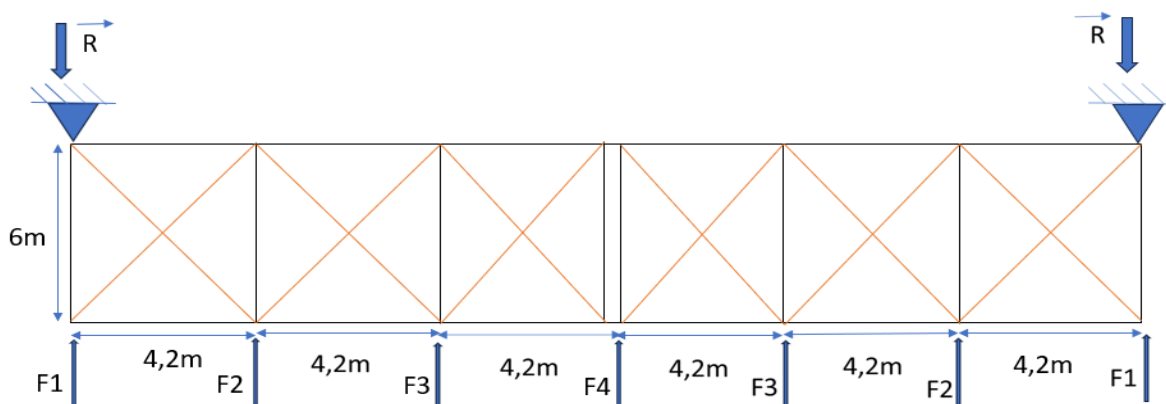


Figure VI-1 Schéma statique de la poutre au vent

VI-3-1-Effort F de compression simple en tête des potelets

Onà :

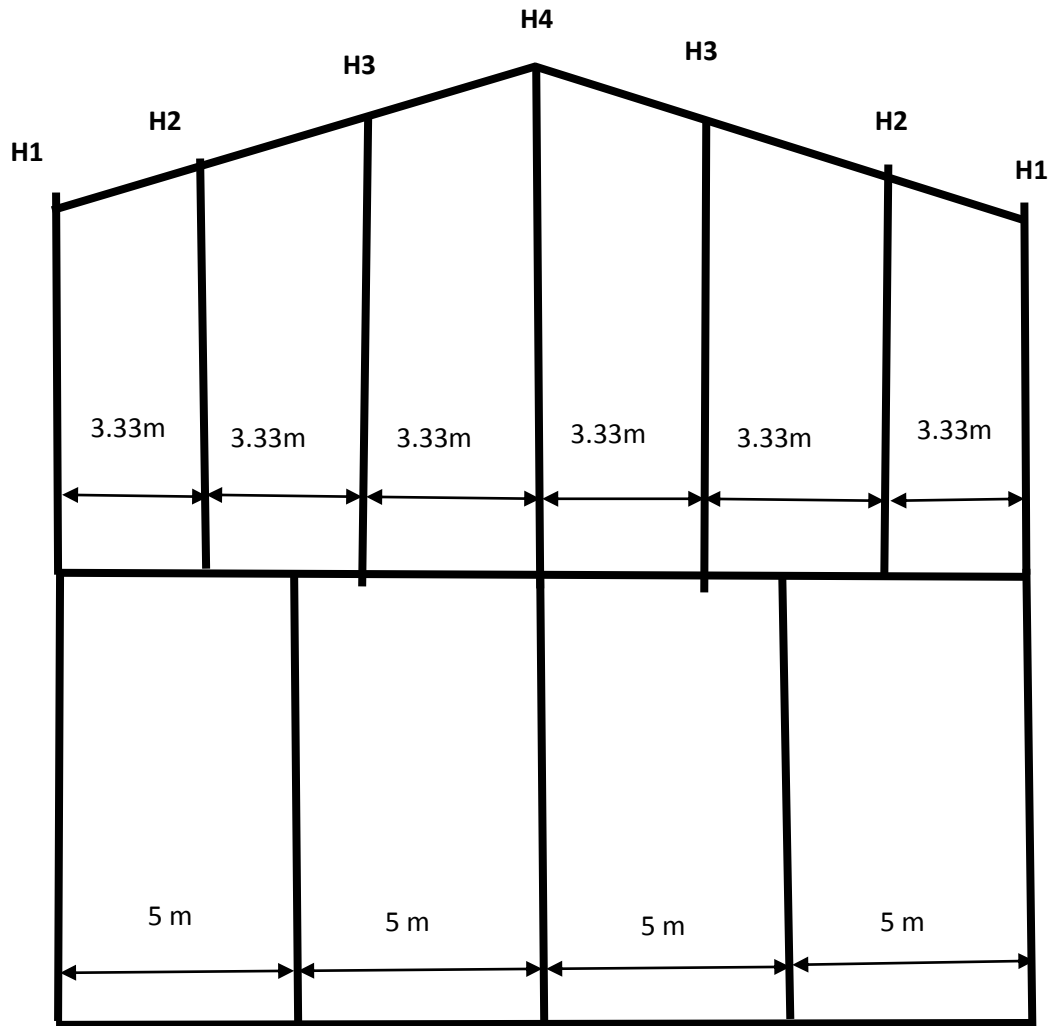
Les hauteurs : $h_1=10m$; $h_2=10.49m$; $h_3=10.99m$; $h_4=11.5m$ 

Figure VI-2 Disposition des hauteurs "hi"

VI-2- Evaluation des efforts horizontaux

$$F_1 = \left(V * \frac{h_1}{2} * \frac{b}{12} \right)$$

$$F_2 = \left(V * \frac{h_2}{2} * \frac{b}{12} \right)$$

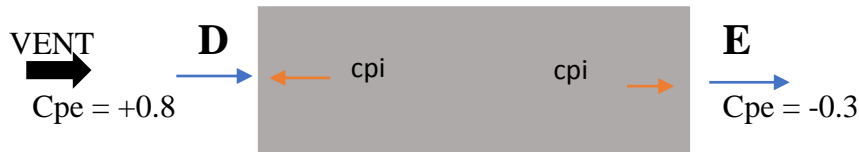
$$F_3 = \left(V * \frac{h_3}{2} * \frac{b}{12} \right)$$

$$F_4 = \left(V * \frac{h_4}{2} * \frac{b}{12} \right)$$

Avec : h_i : Hauteur de chaque poteau.

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre2) :

La valeur de C_{pi} et C_{pe} C'est donnée ci-dessous :



Le coefficient de réduction :

$$\Sigma(C_{pe} - C_{pi}) = (C_{peD} - C_{pi}) + (C_{peE} - C_{pi}) = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

VI.3. Évaluation des efforts horizontaux

$$F_1 = (70.03 \times \frac{10}{2} \times \frac{20}{12}) = 583.58 \text{ daN}$$

$$F_2 = (70.03 \times \frac{10.49}{2} * \frac{20}{12}) = 612.17 \text{ daN}$$

$$F_3 = (70.03 \times \frac{10.99}{2} * \frac{20}{12}) = 641.35 \text{ daN}$$

$$F_4 = (70.03 \times \frac{11.5}{2} * \frac{20}{12}) = 671.12 \text{ daN}$$

VI.3.1. Effort de traction dans les diagonales

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d * \cos\alpha + F_1 = R \quad \text{avec :}$$

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_4}{2} = \frac{2(583.58) + 2(612.17) + 2(641.35) + 671.12}{2} = 2172.66 \text{ daN}$$

$$\text{Tag}\theta = \frac{6}{3.33} \text{ d'où : } \theta = 60.96^\circ$$

$$\text{Ainsi : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{2172.66 - 583.58}{\cos 60.96} = 3273.61 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 * F_d = 1.5 * 3273.61 = 4910.415 \text{ daN}$$

VI.3.2. Section de la diagonale

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{4910.415 * 1.1}{2350} = 2.29 \text{ cm}^2$$

Alors pour des raisons pratiques et de sécurité on opte pour une cornière isolée de L50×50×4 avec un boulon de 14 mm (trous de 15 mm) soit L50×50×4 (A = 3.89cm²)

VI.3.2.1. Vérification de la section à la résistance :

Pour la vérification de la cornière à la résistance on doit satisfaire la formule suivante :

$$N_U = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

On prend β est le coefficient minorateur donné dans le tableau en fonction de l'entraxe p1 des trous.

VI.1. tableau de coefficient minorateur β_1 et β_2

Entraxe p1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
(2boulons) β_2	0.4	0.7
(3boulons ou plus) β_3	0.5	0.7

On a : Une attache de 3 boulons

$P_1 = 100\text{mm}$; $e_1 = 25\text{mm}$

$P_1 = 100\text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \cdot 15 = 75\text{ mm}$

$d_0 = 15\text{mm}$: diamètre des trous (14mm + 1mm)

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.7 \cdot 3.70 \cdot 360}{1.25} = 74592\text{ N} = 7459.2\text{ daN}$$

$N_{sd} = 4910.4\text{ daN} < N_{u,Rd} = 7459.2\text{ daN}$ Condition vérifiée

Conclusion :

Un cornier isolé de 50×50×4 avec boulon de 14 mm et trous de 15 mm convient pour les barres de contreventements de la poutre au vent.

VI.4. calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent).

On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de poutre au vent.

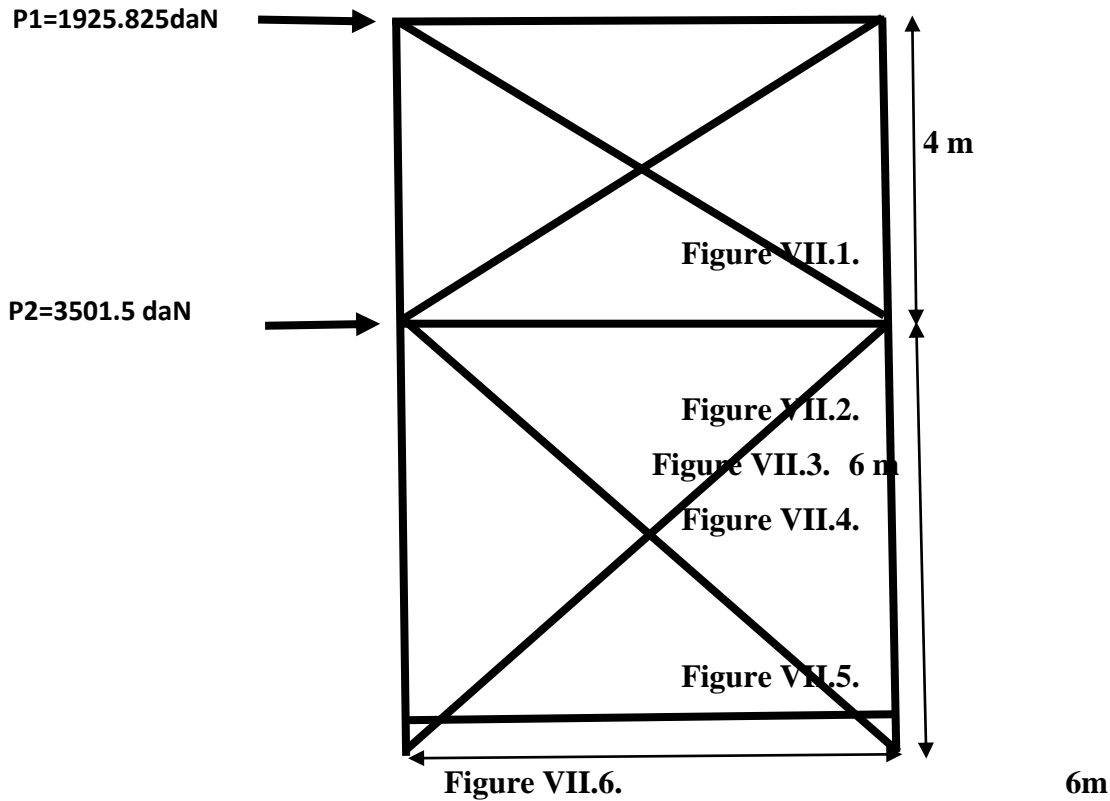


Figure VII.7.

Figure VI. Schéma statique du Palée de stabilité en long pan

a) La somme vectorielle des coefficients de pression :

$$\sum (C_{pe} - C_{pi}) = C_{peD} + (C_{piD} - C_{piE}) + C_{piE}$$

$$\sum (C_{pe} - C_{pi}) = 0.8 + (0.8 - 0.3) + 0.3 = 1.1$$

b) valeur de la pression dynamique de pointe :

La pression du vent :

$$V = W(z) = 70.03 \text{ daN/m}^2$$

la surface d'influence de vent sur le pignon :

S1

$$S_1 = \left(\frac{3.5+2}{2} \right) \times 10 = 27.5 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 5 \times 10 = 50 \text{ m}^2$$

S2

$$P_1 = w(z) * S_1$$

$$P_2 = w(z) * S_2$$

$$P_1 = 70.03 \cdot 27.5 = 1925.825 \text{ daN}$$

$$P_2 = 70.03 \cdot 50 = 3501.5 \text{ daN}$$

On prend P_1 comme pression dynamique de pointe

VI.4.1. Effort de traction dans la diagonale tendue par la méthode des coupures

$$N_1 \cos \alpha = P_1$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{4}{6} \text{ d'où } \alpha = 33.69^\circ$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{6}{6} \text{ d'ou } \beta = 45^\circ$$

$$N_1 = \frac{p}{\cos \alpha} = \frac{1925.825}{\cos 33.69} = 2314.55 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{p_1 + p_2}{\cos \beta} = \frac{1925.825 + 3501.5}{\cos 45} = 7675.39 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } N = 7675.39 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1.5 N_1 = 1.5 \cdot 7675.39 = 11513.08 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{11513.08 \cdot 1.1}{2350} = 5.38 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 5.38 \text{ cm}^2$$

Alors pour des raisons pratiques et de sécurité on opte pour une cornière isolée de $45 \times 45 \times 7$ avec un boulon de 12 mm (trous de 13 mm) soit $L45 \times 45 \times 7$ ($A = 5.86 \text{ cm}^2$)

Section nette :

$$A_{net} = 4.30 - 0.7 \cdot 1.3 = 4.95 \text{ cm}^2$$

VI.4.2. Vérification à la résistance ultime de la section :

Cas de cornières assemblés par une seule aile ; Attache avec 3 boulons

$$P_1 = 100 \text{ mm}; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 7.0 d_0 = 7 \cdot 13 = 91 \text{ mm}$$

$$d_0 = 13 \text{ mm} : \text{diamètre des trous (12 mm + 1 mm)}$$

$$\text{donc : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{U,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.7 \cdot 4.95 \cdot 10^2 \cdot 360}{1.25} = 99792 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 11513.08 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 99792 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.5. Vérification des montants (panne) de la poutre au vent

VI.5.1. Flexion composé déviée (bi-axial)

VI.5.1.1. Vérification de la section à la résistance

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ny,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{nz,rd}} \right)^\beta \leq 1$$

On prend

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 1$$

$$N = 14.11 \text{ daN/ml}$$

$$G = 46.73 \text{ daN/ml}$$

Compression :

$$V = R = 2172.66 \text{ daN}$$

Combinaison de charge

- $Q_{sd} = 1.35G + 1.35N + 1.35V$
 $Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$
 $Q_{sd} = 1.35(46.73) + 1.35(14.11)$
 $Q_{sd} = 82.13 \text{ daN/ml}$
- $N_{sd} = 1.35 \times V = 1.35 \times 2172.66$
 $N_{sd} = 2933.09 \text{ daN/ml}$
- $Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 82.13 \times \cos 8.53 = 81.22 \text{ daN}$
 $Q_{z,sd} = 81.22 \text{ daN}$
- $M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{81.22 \times 6^2}{8} = 365.49 \text{ daN/ml}$
 $M_{y,sd} = 365.49 \text{ daN/ml}$
- $Q_{y,sd} = Q_{sd} \sin \alpha = 82.13 \times \sin 8.53 = 12.18 \text{ daN/ml}$

$$Q_{y,sd} = 12.18 \text{ daN/ml}$$

- $M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{6}{2}\right)}{8} = 13.70 \text{ daN.m}$

- $M_{z,sd} = 13.70 \text{ daN.m}$

Tableau VI.1. les caractéristiques géométriques de L'IPE180

panne IPE180							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
18,8	180	91	5,3	8	23,9	11,3	7430
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
1317	101	166	34,6	7,42	2,05	12,6	4,79

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23,9 \cdot 2350}{1,1} = 51059,090 \text{ daN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 3546,36 \text{ daN}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{34,6 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 739,18 \text{ daN}$$

VI.5.1.3. Incidence de l'effort tranchant

Si $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$ il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

VI.5.1.4. Incidence de l'effort normal :

$$\text{Si } N_{sd} \leq \text{Min} \left(0,25 N_{pl,Rd} ; \frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 51059,090 = 12764,77 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 23,9 - 2 \cdot 9,1 \cdot 0,8 = 9,34 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,5 \cdot 9,34 \cdot 2350}{1,1} = 9976,81 \text{ daN}$$

$$\text{On a } N_{sd} = 2933,09 \text{ daN} < \text{Min} (12764,77 \text{ daN} ; 9976,81 \text{ daN}) = 9976,81 \text{ daN}$$

Alors l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut-être négligée

Pas de réduction des moments de résistance plastique

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

La formule de vérification à la résistance est la suivante :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n = 5 * \frac{Nsd}{Npl.Rd} = \frac{2933.09}{51059.09} = 0.05$

$$\left(\frac{365.49}{3546.36}\right)^2 + \left(\frac{13.70}{739.18}\right)^{0.05} = 0.01 \leq 1.0 \text{ résistance vérifiée}$$

VI.5.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

Déversement = flambement latérale de l'élément + Rotation de la section transversale

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimé sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la couverture il n'y a donc pas de déversement.

Semelle inférieure :

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

Combinaison à L'ELU :

$$G = 1.5V$$

$$Qz.sd = G \cos\alpha - 1.5V$$

$$Qz.sd = G \sin\alpha$$

$$Nz.sd = 1.5V$$

Avec :

$$G = 52.63 \text{ daN/ml}$$

$$V = -113.31 \text{ daN/ml}$$

$$V' = 2172.66 \text{ daN}$$

Charge de flexion :

$$Qz.sd = G \cos\alpha - 1.5V = 52.63 * \cos(8.53) - 1.5(113.31) = -117.91 \text{ daN/ml}$$

$$Qy.sd = G \sin\alpha = 52.63 * \sin(8.53) = 7.80 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Qz.sd * l^2}{8} = \frac{117.91 * 6^2}{8} = 530.59 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Qy.sd * \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{7.80 * 3^2}{8} = 8.77 \text{ daN.m (lierne à mi travée)}$$

Charge de compression :

$$V' = R = 2172.66 \text{ daN} \quad \text{d'où } 1.5 * V' = 1.5 * 2172.66 = 3258.99 \text{ daN}$$

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

$$\frac{Nsd}{Nbz.Rd} + k_{yy} \frac{My.sd}{Mb.Rd} + k_{yz} \frac{Mz.sd}{Mplz.Rd} \leq 1.0$$

$$\frac{Nsd}{Nbz.Rd} + k_{zy} \frac{My.sd}{Mb.Rd} + k_{zz} \frac{Mz.sd}{Mplz.Rd} \leq 1.0$$

$$\text{où : } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \quad , \quad M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{et} \quad M_{plz,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

VI.5.2.1. Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{80.86}{93.9} = 0.86$$

$$h/b = 180/91 = 1.92 > 1.2$$

Axe de flambement y-y courbe de flambement a : $\alpha_y = 0.21$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.86 - 0.2) + 0.86^2] = 0.9391$$

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.9391 + (0.9391^2 - 0.86^2)^{0.5}} x_y = 0.75$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.9 \cdot 2350}{1.1} = 51059.090 \text{ daN}$$

$$N_{b,y,Rd} = x_y \cdot N_{pl,Rd} = 0.75 \cdot 51059.090 = 38694.31 \text{ daN}$$

VI.5.2.2. Résistance au flambement par rapport à l'axe faible zz :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{146.34}{93.9} = 1.56$$

$$h/b = 180/91 = 1.92 > 1.2$$

Axe de flambement z-z courbe de flambement b : $\alpha_y = 0.34$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.34(1.56 - 0.2) + 1.56^2] = 1.948$$

$$x_z = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.948 + (1.948^2 - 1.56^2)^{0.5}} = 0.32$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.9 \cdot 2350}{1.1} = 51059.090 \text{ daN}$$

$$N_{bz,Rd} = x_z \cdot N_{pl,Rd} = 0.32 \cdot 51059.090 = 16338.90 \text{ daN}$$

5.2.3. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{lt} :

Courbe de déversement :

$h/b = 180/91 = 1.97 < 2$ courbe de flambement a : $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{w_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} : \text{l'élancement réduit pour le déversement}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{L}{i_z}}{c^{1.05} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z} \frac{i_z}{h} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{600}{2.05}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600}{\frac{2.05}{18}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 50.99$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{50.99}{93.9} = 0.54$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.54 - 0.2) + 0.54^2] =$$

0.6815

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.6815 + (0.6815^2 - 0.54^2)^{0.5}} = 0.75$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 3546.36 \text{ daN}$$

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * M_{ply,Rd} = 0.75 * 3546.36 = 2659.77 \text{ daN.m}$$

5.2.4. Calcul des coefficients d'interaction K_{ij} avec risque de déversement (Annexe B Eurocode3) :

C_{my} , C_{mz} , C_{mLT} sont les facteur de moments équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les point de maintien latéraux

Charge uniformément répartie :

$$C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = 0.95$$

$$N_{sd} = 1.5 V' = 1.5 * 2172.66 = 3258.99 \text{ daN}$$

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_y = 0.86$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right] \\ K_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0.86 - 0.2] \frac{3258.99}{38294.31} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{3258.99}{38294.31} \right) \right] \\ K_{yy} = \min(1.002 ; 1.01) \end{array} \right.$$

Alors : $K_{yy} = 1.01$

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_z \geq 0.4 ; \bar{\lambda}_z = 1.56 > 0.4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}}; 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \\ K_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 * 1.56}{0.95 - 0.25} * \frac{3258.99}{16338.90}; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} * \frac{3258.99}{16338.90} \right) \\ K_{zy} = \max(0.95 ; 0.97) \end{array} \right.$$

$K_{zy} = 0.97$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{zz} = \min \left[0.95 \left(1 + [2\bar{\lambda}_z - 0.6] \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right); 0.95 \left(1 + 1.4 \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) \right] \\ K_{zz} = \min \left[0.95 \left(1 + [2 * 1.56 - 0.6] \frac{3258.99}{16338.90} \right); 0.95 \left(1 + 1.4 \frac{3258.99}{16338.90} \right) \right] \\ K_{zz} = (1.42; 1.21) = 1.21 \end{array} \right.$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l^2}{8} = \frac{117.91 * 6^2}{8} = 530.59 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} * (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{5.146 * 3^2}{8} = 6.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * M_{ply,Rd} = 0.75 * 3546.36 = 2659.77 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{34.6 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 739.18 \text{ daN}$$

*vérification par rapport à l'axe fort yy :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{3258.99}{38294.31} + 1.01 \frac{530.59}{2659.77} + 0.97 \frac{8.77}{739.18} = 0.16 < 1 \text{ verifier}$$

*vérification par rapport à l'axe faible zz :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{3258.99}{16338.90} + 0.97 \frac{530.59}{2659.77} + 1.21 \frac{6.09}{739.18} = 0.21 < 1 \text{ vérifiée}$$

5.3. Conclusion :

Le profilé choisi IPE 180 est adéquat comme montant de la poutre au vent

Chapitre VII
Calcul Sismique

VII.1. Introduction

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d’inertie dues à leurs masses qui s’opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L’objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles de solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, Qui met à notre disposition trois types d’analyse :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d’analyse spectrale.
- Méthode d’analyse dynamique par accélérographe

VII-2-Classification de notre ouvrage selon l’RPA99 version 2003

VII-2-1-Classification de la zone sismique

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la Carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et Par commune et d’après ce tableau notre ouvrage est implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU donc en **zone IIA** (zone de sismicité moyenne

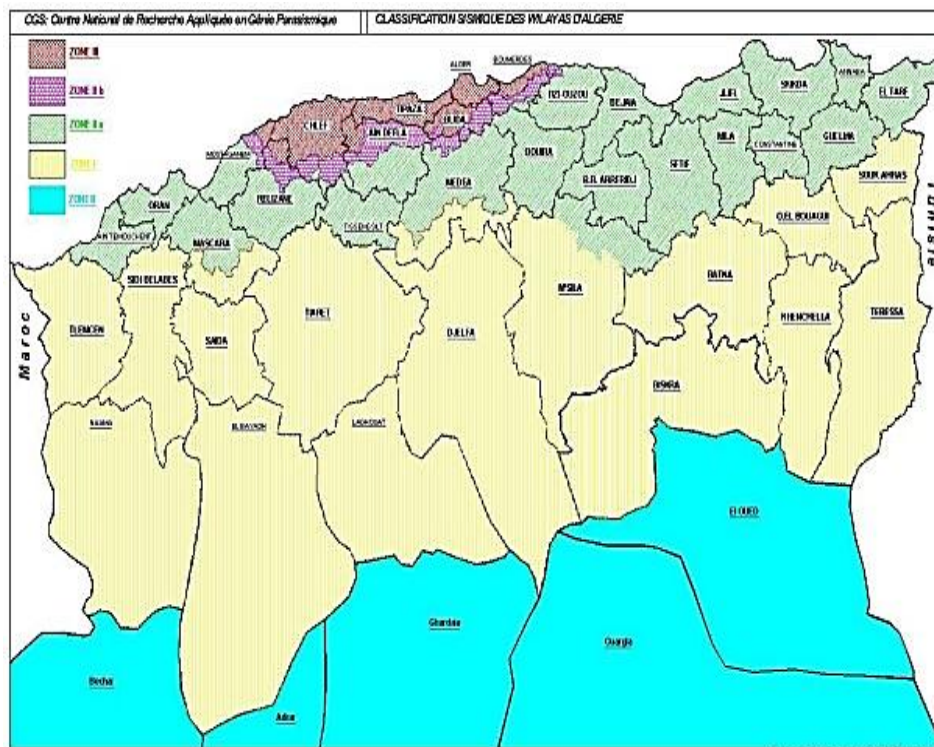


Figure VII-1 la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas

VII-2-2-Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2RPA9version2003)

Notre ouvrage est fait pour usage commercial dont la hauteur ne dépasse pas 36 m ce qui fait qu'il est classé dans le groupe 1B si la hauteur est inférieure ou égale à 5 ou 17 m.

VII-2-3-Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de « Catégorie S3 »

Dans la catégorie S3 (site meuble), on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisé par une vitesse de l'onde de cisaillement $V_S \geq 200$ m/s .

VII-2-4-Classification des systèmes de contreventement (Art. 8-4-2 RPA99 Version2003)

Notre structure est contreventée par un système de palée triangulé en X.

Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues ; pour un sens donné de l'action sismique ; interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Pour ce type de palées de contreventement, on a une valeur du coefficient R « R=4 » (tableau 4.3 RPA99 version2003).

VII-3-Méthodes de calcul

Le règlement RPA 99 version 2003 propose trois méthodes différentes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente, Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage, sa hauteur limitée ($h = 11.5$ m < 65m) .

Donc notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99Version 2003.

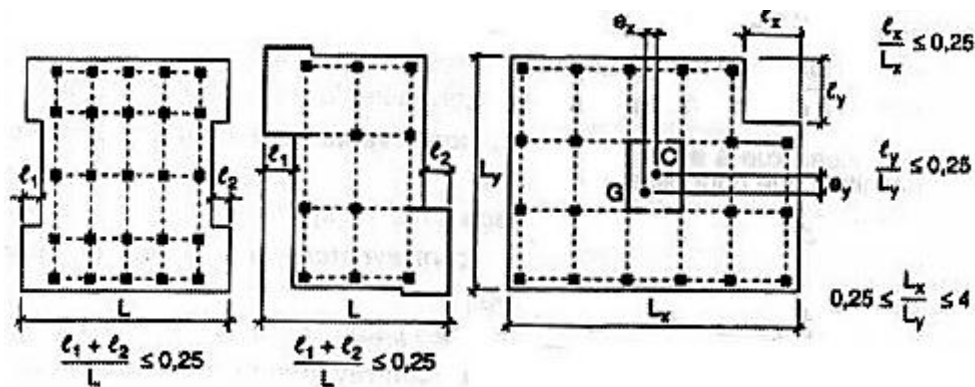


Figure VII.2. Limites des décrochements en plan

VII-3-Principe Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un Système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de L'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les Forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement Suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas Général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir Des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont Inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les Effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des Forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction De l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse Des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses Sismiques majeures

VII.4. Calcul de la force sismique total (art 4.2.3 RPA99/2003)

La force sismique total V appliqué a la base de la structure doit être calculé successivement Dans les deux direction horizontal et orthogonal selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le Groupe d'usage du bâtiment (A = 0.20).

Tableau VII.1. Coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : période caractéristique, associer à la catégorie du site

Tableau VII.2 période caractéristique associer à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T ₂ (s)	0.3	0.4	0.5	0.7

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où :

- $\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.
- $\xi = 4\%$ \longrightarrow Remplissage léger.
- $\xi = 5\%$ \longrightarrow Remplissage dense

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = \sqrt{\frac{7}{7}} = 1 > 0.7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

- $T = C_t \times h n_4^3$

hn : : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h=11.5 m)

C_t : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage, donnée par le tableau 4.6 RPA99/03.

Dans notre cas nous avons $CT = 0.050$ (Portiques auto-stables en acier sans remplissage en Maçonnerie).

On obtient :

$$C_t = 0.050 \times 11.5^{3/4} = 0.31S$$

$$C_t = 0.31S$$

Au final On a :

$$T_2 = 0.050S \quad \text{donc} \quad D = 2.5.\eta$$

Donc :

$$D=2.5*1 = 2.5$$

$$D= 2.5$$

- Le facteur de qualité Q :

Q : Facteur de qualité déterminée par la formule suivante :

$$Q=1 + \sum pq$$

Pq : Est la pénalité à retenir selon les critères suivants qu'ils sont satisfaits ou non

1. Conditions minimales sur les files de contreventement

- **Système de portiques** : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de Portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- **Système de voiles** : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité...

2. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

3. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan. (Cf. 3.5 1a)

4. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation. (Cf. 3.5 1b)

5. Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

6. Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission

Doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

Tableau VII-3 Valeurs des pénalités Pq

Critère q	Valeur de Pq(X)		valeur de Pq(Y)	
	observation	pénalité	observation	pénalité
Condition minimales sur les files de contreventement	oui	0.05	oui	0.05
Redondance en plan	non	0	oui	0.05
Régularité en plan	non	0	non	0
Régularité en élévation	non	0	non	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.05	oui	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.10	oui	0.10

$Q_x = 1 + 0.2 = 1.2$ donc : $Q_x = 1.2$

$Q_y = 1 + 0.25 = 1.25$ donc : $Q_y = 1.25$

W : Poids totale de la structure (Art 4.5 du RPA99/2003)

Avec :

$W = \sum W_i$

$W_i = WGi + \beta WQi$

WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels ;

WQi : Poids dû aux charges d'exploitations ;

β : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge du Tableau 4.5

RPA99/2003

Dans notre cas $\beta = 0.6$

Tableau VII-4 Poids propre des éléments du premier étage

L'élément	Type de profilé	Longueur de l'élément (m)	Nombre de l'élément en (m)	Poids total (kg)
Panne	IPE 140	6	84	6506.6
traverse	IPE 450	10.11	14	10983.50
Poteau	IPE 500	4	14	5101.6
Lisse de bardage	UPE 180	6	96	11347.2
Lisse de bardage pignon	UPE 180	5	2*5*4=40	3940
Potelet	HEB 220	3.33	2*5*6=60	3936.06
bardage		S=1205.92		18088.8
totale				59903.76 kg

• Calcul des charges permanente de tous les éléments

Tableau VII-5 Poids propre des éléments du RDC

L'élément	Type de profilé	Nombre de l'élément en (m)	Longueur de l'élément en (m)	Poids total (kg)
Poteau	HEA300	21	6	11176.2
Poutre principale	IPE 360	18	6	6166.8
Poutre secondaire	IPE 330	24	5	5892
Solive	IPE 200	120	5	13440
Plancher mixte		720		295848
Poteau	IPE 500	6	14	7652.4
bardage		672		10080
total (kg)				350255.4 kg

• Les charges d'exploitations :

Niveau 1 : $W_{Q1}=500 \text{ KN}$

$$W1= 3502.554+0.5 \times 500 = 3752.55 \text{ KN}$$

$$W1= 3752.55 \text{ KN}$$

Niveau 2 :

$$W2= 599.03 \text{ KN}$$

$$W_T = 4351.58 \text{ KN}$$

Calcul de la force sismique :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T = \frac{0.20 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 4351.58 = 652.73 \text{ KN}$$

$$V_x = 652.73 \text{ KN}$$

$$\bullet V_y = \frac{0.20 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 4351.58 = 679.93 \text{ KN}$$

$$V_y = 679.93 \text{ KN}$$

VII.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

On a la formule (4-11) de l'article 4.2.5 de l'RPA99 version 2003.

$$F_i = \frac{(v - ft) w_i * h_i}{\sum_{j=1} W_j * h_i}$$

F_i : force horizontale appliquée au niveau (i)

F_t : la force concentrée au sommet de la structure $f_t = 0$ car $0 < t = 0.31 \text{ s} < 0.7$

W : poids total de la structure.

V : la force sismique totale.

H : la hauteur de chaque niveau

- Au niveau du plancher $W_1 = 3752.55 \text{ KN}$
- Au niveau de tête de poteau $W = 599.03 \text{ KN}$

VII.6. Distribution de la force sismique le sens x :

- Au niveau du plancher (H= 6 m) :

$$\bullet F_{X1} = \frac{V_x \times w_1 \times h_1}{(w_1 \times h_1) + (w_2 \times h_2)} = \frac{652.73 \times 3752.55 \times 6}{(3752.55 \times 6) + (4351.58 \times 11.5)} = 202.54 \text{ KN}$$

$$F_{X1} = 202.54 \text{ KN}$$

- Au niveau de tête de poteau (H= 11.5 m) :

$$F_{Y1} = \frac{v_x \times w_2 \times h_2}{(w_2 \times h_2) + (w_1 \times h_1)} = \frac{652.73 \times 4351.58 \times 11.5}{(4351.58 \times 11.5) + (3752.55 \times 6)} = 450.18 \text{ KN}$$

➤ La distribution de la force sismique suivant le sens y :

- Au niveau du plancher (h= 6 m) :

$$F_{Y1} = \frac{v_y \times w_1 \times h_1}{(w_1 \times h_1) + (w_2 \times h_2)} = \frac{679.93 \times 3752.55 \times 6}{(3752.55 \times 6) + (4351.58 \times 11.5)} = 210.98 \text{ KN}$$

$$F_{Y1} = 210.98 \text{ KN}$$

- Au niveau de tête de poteau (h= 11.5 m) :

$$F_{Y2} = \frac{v_y \times w_2 \times h_2}{(w_2 \times h_2) + (w_1 \times h_1)} = \frac{679.93 \times 4351.58 \times 11.5}{(4351.58 \times 11.5) + (3752.55 \times 6)} = 468.94 \text{ KN}$$

$$F_{Y2} = 468.94 \text{ KN}$$

Chapitre VIII
Vérification des éléments de
La structure avec ROBOT

VIII. Introduction :

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT Structural Analysés Professional 2021, les notes de calcul sont données par famille en s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important.

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin

D'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges

(Permanent, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul

Se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables aux quelles ils pourraient être

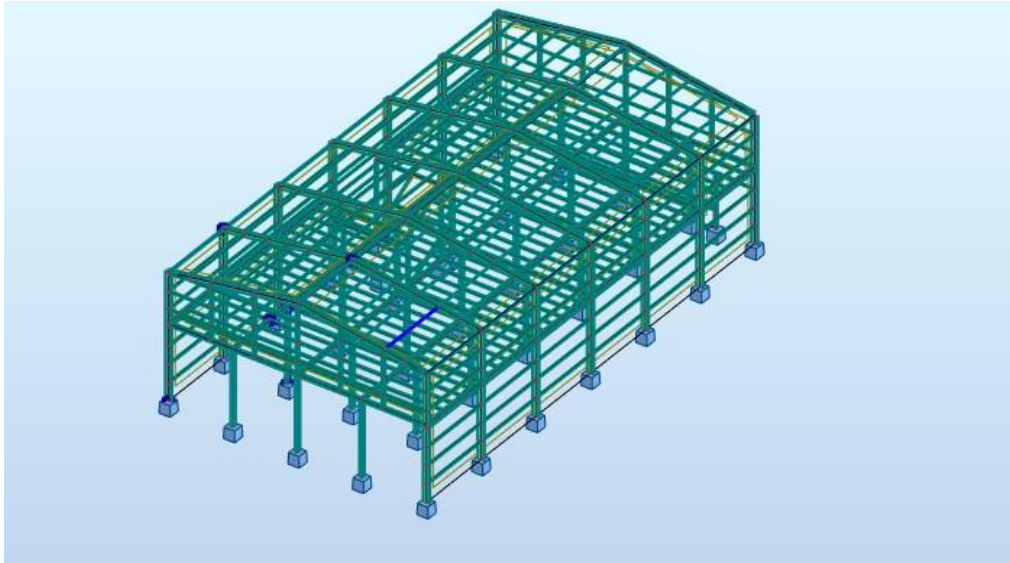
Soumis durant toute leurs périodes d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres, ...).

VIII.1. Récapitulatif des éléments utilisés**Tableau VIII.1 éléments utilisés.**

Éléments	Profilés
POTEAUX	IPE500
POUTRES PP	IPE360
POUTRE SS	IPE330
POTELETS	
SOLIVES	IPE200
TRAVERSESES	IPE450
PANNES	IPE140
LISSES	

VIII.2. Vérification des pannes



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 97

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

3.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 ELU /1647/ 5*1.50 + 58*1.05 + 59*1.05 + 1*1.00 + 61*1.00 + 62*1.05 + 17*1.00 + 66*1.00 + 67*1.05

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160

$h=16.0$ cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=8.2$ cm

$A_y=13.73$ cm²

$A_z=9.66$ cm²

$A_x=20.09$ cm²

$t_w=0.5$ cm

$I_y=869.29$ cm⁴

$I_z=68.31$ cm⁴

$I_x=3.53$ cm⁴

$t_f=0.7$ cm

$W_{ply}=123.87$ cm³

$W_{plz}=26.10$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.06 kN	My,Ed = -5.20 kN*m	Mz,Ed = -0.10 kN*m	
Nc,Rd = 472.15 kN	My,Ed,max = -5.21 kN*m	Mz,Ed,max = -0.10 kN*m	
Nb,Rd = 472.15 kN	My,c,Rd = 29.11 kN*m	Mz,c,Rd = 6.13 kN*m	Vz,Ed = 0.29 kN
	MN,y,Rd = 29.11 kN*m	MN,z,Rd = 6.13 kN*m	Vz,T,Rd = 130.99 kN
	Mb,Rd = 10.91 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 10.93 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.37
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.63	fi,LT = 1.71	XLT,mod = 0.37

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:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

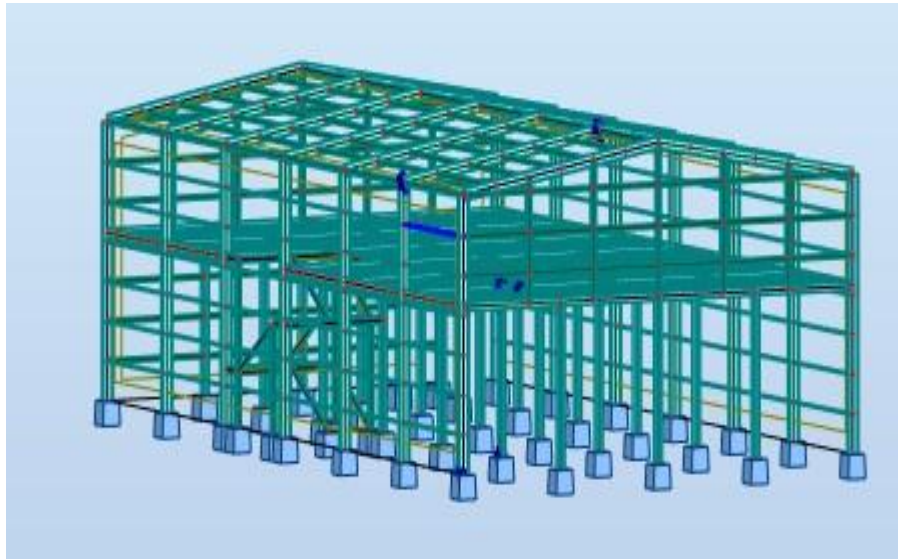
$$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.48 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(X_y \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(X_z \cdot N,Rk/gM1) + k_{zy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{zz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII.3. Vérification des Lisses :



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 263 Poutre_263

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 ELU /19/ 18*0.90 + 58*1.50 + 59*1.50 + 1*1.35 + 61*1.35 + 62*1.50 + 17*1.35 + 66*1.35 + 67*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: lisse

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=17.68 cm ²	Az=11.19 cm ²	Ax=25.10 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=1353.00 cm ⁴	Iz=144.00 cm ⁴	Ix=6.99 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=173.00 cm ³	Wplz=51.20 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -4.02 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -2.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.04 \text{ kN}$
$N_{t,Rd} = 589.85 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 40.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 12.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 239.66 \text{ kN}$
	$M_{y,c,Rd} = 40.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 12.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 1.20 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 40.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{,z,Rd} = 12.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 151.74 \text{ kN}$
	$M_b,Rd = 22.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 38.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - d	$X_{LT} = 0.54$
$L_{cr,low} = 3.33 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.03$	$f_{i,LT} = 1.13$	$X_{LT,mod} = 0.56$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

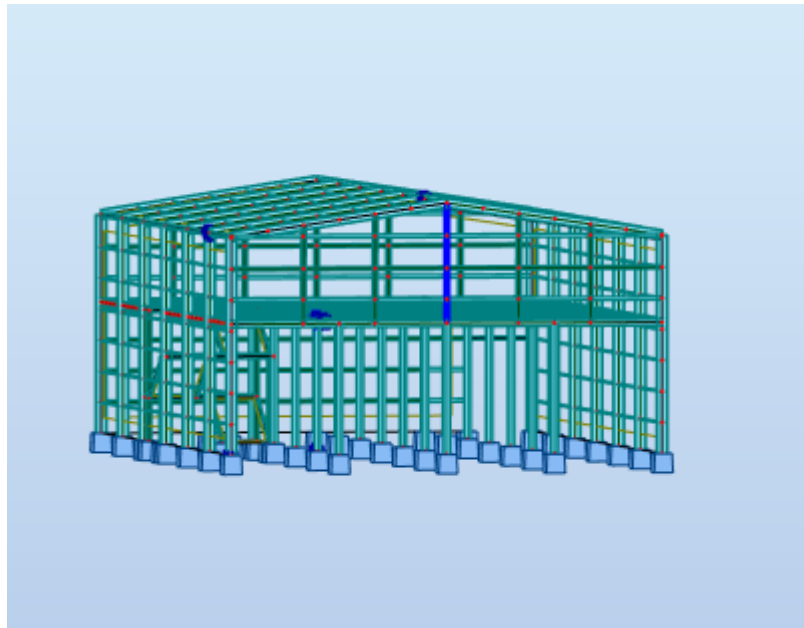
$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_b,Rd = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

VIII.4. Vérification des Potelet :



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 255 Poteau_255

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 55 ACC /11/ 1*1.00 + 61*1.00 + 63*1.00 + 64*1.00 + 65*1.00 + 17*1.00 + 66*1.00 + 67*0.30

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: potelet

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=81.80 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=827.09 cm ³	Wplz=393.89 cm ³	

VIII.5. verification des Poteau

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2 Poteau_2
6.00 m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 0.60 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 ELU /379/ 18*0.90 + 59*1.50 + 1*1.35 + 61*1.35 + 17*1.35 + 66*1.35 + 67*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: poteau

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm ²	Az=59.87 cm ²	Ax=115.52 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm ⁴	Iz=2141.69 cm ⁴	Ix=89.00 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm ³	Wplz=335.89 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 156.70 kN	My,Ed = 0.81 kN*m	Mz,Ed = -21.29 kN*m	Vy,Ed = 36.95 kN
Nc,Rd = 2714.77 kN	My,Ed,max = 56.57 kN*m	Mz,Ed,max = -21.29 kN*m	Vy,T,Rd = 977.77 kN
Nb,Rd = 2570.60 kN	My,c,Rd = 515.65 kN*m	Mz,c,Rd = 78.93 kN*m	Vz,Ed = 3.63 kN
	MN,y,Rd = 515.65 kN*m	MN,z,Rd = 78.93 kN*m	Vz,T,Rd = 812.33 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 10.00 m

Lam_y = 0.26



en z:

Lz = 10.00 m

Lam_z = 0.35

Lcr,y = 5.00 m	Xy = 0.99	Lcr,z = 1.40 m	Xz = 0.95
Lamy = 24.48	kzy = 0.45	Lamz = 32.51	kzz = 0.74

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 24.48 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 32.51 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII.6. verification des poutres principal

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 272 Poutre_272

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 ELU /9/ 7*0.90 + 58*1.50 + 59*1.50 + 1*1.35 + 61*1.35 + 62*1.50 + 17*1.35 + 66*1.35 + 67*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: poutre principale

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=36.20 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.22 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -2.94 kN	My,Ed = -84.13 kN*m	Mz,Ed = 1.37 kN*m	Vy,Ed = -1.58 kN
Nt,Rd = 1709.14 kN	My,pl,Rd = 239.52 kN*m	Mz,pl,Rd = 44.91 kN*m	Vy,T,Rd = 643.61 kN
	My,c,Rd = 239.52 kN*m	Mz,c,Rd = 44.91 kN*m	Vz,Ed = -71.04 kN
	MN,y,Rd = 239.52 kN*m	MN,z,Rd = 44.91 kN*m	Vz,T,Rd = 468.14 kN
	Mb,Rd = 116.04 kN*m		Tt,Ed = 0.27 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 142.84 kN*m	Courbe,LT - c	XLT = 0.48
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.29	fi,LT = 1.35	XLT,mod = 0.48

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.15 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{y,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.07 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{z,Ed}/(\sigma_z/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.04 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.73 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

VIII.7. verification des poutres secondaire

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 74 Poutre_74

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

5.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 ELU /378/ 16*0.90 + 59*1.50 + 1*1.35 + 61*1.35 + 17*1.35 + 66*1.35 + 67*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: poutre secondaire

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm ²	Az=30.81 cm ²	Ax=62.61 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm ⁴	Iz=788.14 cm ⁴	Ix=25.70 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=804.40 cm ³	Wplz=153.68 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 4.39 kN	My,Ed = -61.86 kN*m	Mz,Ed = -0.44 kN*m	Vy,Ed = 0.13 kN
Nc,Rd = 1471.25 kN	My,Ed,max = -61.86 kN*m	Mz,Ed,max = 0.53 kN*m	
	Vy,T,Rd = 569.10 kN		
Nb,Rd = 1471.25 kN	My,c,Rd = 189.03 kN*m	Mz,c,Rd = 36.12 kN*m	Vz,Ed = -66.66 kN
	MN,y,Rd = 189.03 kN*m	MN,z,Rd = 36.12 kN*m	Vz,T,Rd = 415.84 kN
	Mb,Rd = 100.39 kN*m		Tt,Ed = -0.06 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 129.44 kN*m	Courbe,LT - c	XLT = 0.52
Lcr,low=5.00 m	Lam_LT = 1.21	fi,LT = 1.25	XLT,mod = 0.53

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

$$k_{yy} = 1.00$$

$$k_{zz} = 1.00$$

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

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**VIII.8. verification des solives****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 400 Poutre_400**POINT:** 3**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

5.00 m

CHARGEMENTS:*Cas de charge décisif:* 19 ELU /378/ 16*0.90 + 59*1.50 + 1*1.35 + 61*1.35 + 17*1.35 + 66*1.35 + 67*1.50**MATERIAU:**S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: Solive

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm ²	Az=14.00 cm ²	Ax=28.48 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm ⁴	Iz=142.37 cm ⁴	Ix=6.46 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm ³	Wplz=44.61 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -5.50 kN	My,Ed = -32.81 kN*m	Mz,Ed = 0.16 kN*m	Vy,Ed = -0.06 kN
Nt,Rd = 669.38 kN	My,pl,Rd = 51.85 kN*m	Mz,pl,Rd = 10.48 kN*m	Vy,T,Rd = 265.57 kN
	My,c,Rd = 51.85 kN*m	Mz,c,Rd = 10.48 kN*m	Vz,Ed = -31.95 kN
	MN,y,Rd = 51.85 kN*m	MN,z,Rd = 10.48 kN*m	Vz,T,Rd = 189.91 kN
			Tt,Ed = -0.00 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:

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

VIII.9. traverse

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 11 Poutre_11

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00 L =$

10.11 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 ELU /390/ 59*1.50 + 1*1.35 + 61*1.35 + 17*1.35 + 38*0.90 + 66*1.35 + 67*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h=45.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=19.0$ cm	$A_y=63.21$ cm ²	$A_z=50.85$ cm ²	$A_x=98.82$ cm ²
$t_w=0.9$ cm	$I_y=33742.90$ cm ⁴	$I_z=1675.86$ cm ⁴	$I_x=63.80$ cm ⁴
$t_f=1.5$ cm	$W_{ply}=1701.92$ cm ³	$W_{plz}=276.39$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 14.77$ kN	$M_{y,Ed} = -18.67$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.05$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.14$ kN
$N_{c,Rd} = 2322.29$ kN	$M_{y,Ed,max} = -24.98$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = -1.69$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 857.58$ kN		
$N_{b,Rd} = 2322.29$ kN	$M_{y,c,Rd} = 399.95$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 64.95$ kN*m	$V_{z,Ed} = -12.55$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 399.95$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 64.95$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 689.81$ kN
	$M_{b,Rd} = 127.28$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 136.40$ kN*m	Courbe,LT - c	$X_{LT} = 0.32$
$L_{cr,low} = 10.11$ m	$Lam_{LT} = 1.71$	$f_{i,LT} = 1.92$	$X_{LT,mod} = 0.32$

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:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII.10. Poutre palière

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)TYPE D'ANALYSE: [Vérification des pièces](#)

FAMILLE:

PIECE: 360 Poutre_360

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 ELU /17/ 15*0.90 + 58*1.50 + 59*1.50 + 1*1.35 + 61*1.35 + 62*1.50 + 17*1.35 + 66*1.35 + 67*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: Poutre paliere

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm ²	Az=19.14 cm ²	Ax=39.12 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm ⁴	Iz=283.63 cm ⁴	Ix=11.60 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm ³	Wplz=73.93 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 8.09 kN	My,Ed = -14.54 kN*m	Mz,Ed = -0.37 kN*m	Vy,Ed = -0.22 kN
Nc,Rd = 919.23 kN	My,Ed,max = -33.64 kN*m		Mz,Ed,max = -0.37 kN*m
	Vy,T,Rd = 370.22 kN		
Nb,Rd = 919.23 kN	My,c,Rd = 86.17 kN*m	Mz,c,Rd = 17.37 kN*m	Vz,Ed = 17.72 kN
	MN,y,Rd = 86.17 kN*m	MN,z,Rd = 17.37 kN*m	Vz,T,Rd = 259.59 kN
	Mb,Rd = 44.14 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 48.40 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.51
Lcr,low=5.00 m	Lam_LT = 1.33	fi,LT = 1.33	XLT,mod = 0.51

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:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.76 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz \cdot N,Rk/gM1) + k_{zy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{zz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII.11. Limon

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 362 Poutre_362

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

4.12 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 ELU /242/ 59*1.50 + 1*1.35 + 61*1.35 + 62*1.50 + 31*0.90 + 17*1.35 + 66*1.35

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: Limon

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=18.93 cm ²	Az=17.07 cm ²	Ax=32.02 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=1910.50 cm ⁴	Iz=147.81 cm ⁴	Ix=11.03 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=227.71 cm ³	Wplz=51.78 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 6.00 kN	My,Ed = -5.63 kN*m	Mz,Ed = -0.12 kN*m	Vy,Ed = 0.07 kN
Nc,Rd = 752.53 kN	My,Ed,max = -5.63 kN*m	Mz,Ed,max = 0.17 kN*m	Vy,T,Rd = 256.73 kN
Nb,Rd = 752.53 kN	My,c,Rd = 53.51 kN*m	Mz,c,Rd = 12.17 kN*m	Vz,Ed = -1.98 kN
	MN,y,Rd = 53.51 kN*m	MN,z,Rd = 12.17 kN*m	Vz,T,Rd = 231.54 kN
	Mb,Rd = 26.34 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 40.72 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.48
Lcr,low=4.12 m	Lam_LT = 1.15	fi,LT = 1.28	XLT,mod = 0.49

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:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Chapitre IX

Calcul des assemblages

IX-Introduction

Les ossatures de bâtiments en acier sont constituées de différents types d'éléments structuraux qui doivent être chacun relié aux parties environnantes de la structure de manière approprié.

Cela implique le recours à de nombreuses formes d'assemblages.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faitage et du pied de poteau.

Le jarret peut être utilisé afin d'augmenter la résistance à la flexion de la traverse ainsi que pour fournir suffisamment de hauteur au niveau de l'interface traverse-poteau, pour que

L'assemblage soit efficace

IX-1- Classe d'assemblages

Les classes principales d'assemblages sont les suivantes :

- Assemblages où se produit un changement de direction : assemblages poutre-poteau, Assemblages poutre-poutre et assemblages entre éléments de structures en treillis.
- Assemblages d'éléments différents incluant l'assemblage de la structure en acier à d'autres parties du bâtiment comme : les pieds de poteaux, les assemblages au noyau En béton et les assemblages avec des panneaux, des planchers et des toitures.

IX-2- Type d'assemblages

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 rivetages ;
 - Le boulonnage.
- Les assemblages encastres (rigides) : qui transmettent en outre les divers moments :
 - Le collage
 - Le soudage

Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont :

- Le boulonnage ;

- La soudure.

IX-2-1- Le boulonnage

Les boulons de construction sont disponibles dans de nombreuses dimensions et nuances. Les boulons non précontraints sont utilisés dans la majorité des structures. En cas d'exigences particulières en matière de raideur, par exemple lorsque le glissement doit être empêché en raison d'un chargement alterné ou d'un risque de fatigue, on a recours à des boulons à haute Résistance précontraints.

La résistance d'un assemblage (non précontraint) travaillant en pression diamétrale dépend de La résistance des boulons en cisaillement et de la résistance des plats à la pression diamétrale. Il existe deux (02) types de boulonnes à savoir :

a) Boulons ordinaires

Les boulons ordinaires sont fabriqués avec de l'acier à faible teneur en carbone, ils sont Prévus pour être mis en œuvre avec un serrage simple non contrôlé.

La transmission des efforts se fait par obstacle (pression des boulons contre les trous des Pièces assemblées par cisaillement des tiges). Ce type d'assemblage, de moins en moins Utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables. Ses caractéristiques dimensionnelles et mécaniques sont résumées dans le tableau IX-1 et IX-2 :

Tableau IX-1 Caractéristiques dimensionnelles des boulons ordinaires.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ [mm]	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A [mm ²]	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s [mm ²]	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
d _m [mm]	14	18.3	20.5	23.7	24.6	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.6

Avec :

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

d₀ : Diamètre nominal du trou

A : Section nominale du boulon

A_s : Section résistante de la partie filetée

d_m : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon

Tableau IX-2 Caractéristique mécanique des boulons ordinaires selon leur classe d'acier

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

b) Les boulons précontraints (haute résistance) :

Presente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR est constitué d'acier à haute Limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré Fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit Parallèlement à l'axe du boulon. Cette précontrainte développe, par frottement mutuelle des Pièces, une forte résistance à leur glissement relatif.

Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons HR ne travaillent pas au cisaillement, mais Transmettent les efforts par frottement.

Tableau IX-3 Caractéristique mécanique des boulons précontraints selon leur classe d'acier

Classe	HR 8.8	HR 10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	800	1000

Ses avantages :

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnées (Grande raideur) :
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte ;
- Capacité à supporter des charges alternées ;
- Meilleur comportement en fatigue.

IX-2-2- La soudure

Il existe plusieurs procédés dont le soudage à l'arc électrique, le soudage à l'arc à l'électrode

Enrobée, soudage manuel ou soudage à la baguette qui est le plus connu des procédés de Soudure.

Lorsque des conditions favorables de travail sont réunies, le soudage constitue le moyen le plus économique de réaliser des assemblages résistants, c'est la raison pour laquelle les Assemblages fabriqués en atelier sont habituellement soudés. En charpente soudée les Assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments Constructifs. Les soudures doivent être inspectées pour déceler les éventuels défauts et ainsi S'assurer de leur capacité à remplir le rôle qui leur est réservé au sein de la structure.

Deux types de soudures sont couramment utilisés : les soudures d'angle et les soudures en Bout.

IX-3- Calcul des assemblages poteaux et poutre (traverse)

Il s'agit d'un assemblage constitué de 12 boulons :

- Les boulons sont des M18 de qualité 10.9
- L'acier constitutif des pièces est S235
- Poutre (traverse) IPE450
- Poteau IPE500
- $T_f=14.6$ mm ; $T_w= 9.4$ mm ; $b= 190$
- $M_{y, sd} = 156.19$ KN
- $V_{z, sd} = 51.99$ KN
- La platine a une épaisseur de 20 mm (920× 190 × 20)

$$D_6 = 90 - 10 - \frac{t_f}{2} = 72$$

$$D_5 = d_6 + 148 = 220$$

$$D_4 = d_5 + 148 = 368$$

$$D_3 = d_4 + 148 = 516$$

$$D_2 = d_3 + 148 = 664$$

$$D_1 = d_2 + 148 = 812$$

IX.4. Calcul du moment résistant

$$\bullet \quad M_{rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{d'où} \quad N_1 = \frac{M_{rd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

N1 : est l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

Di : distance des boulons par rapport au centre de rotation.

X.5. L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons

- $F_{pc} : 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
- Les boulons de diamètre 18 mm : $A_s = 192 \text{ mm}^2$; $f_{ub} = 1000 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$
- $F_{pc} = 0.7 \times 1000 \times 192 = 134.4 \text{ KN}$

IX.6. Le moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{rd} = \frac{N6 \sum di^2}{d_1} = \frac{n f_{pc} \sum di^2}{d_1}$$

N : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale ($n=2$).

- $\sum di^2 = (72^2 + 220^2 + 368^2 + 516^2 + 664^2 + 812^2) = 1555504 \text{ mm}^2$

$$M_{rd} = \frac{n \times f_{pc} \times \sum di^2}{d_1} = \frac{2 \times 134.4 \times 1555504}{812} \times 10^{-3} = 514.92 \text{ KN}$$

$$M_{rd} = 514.92 \text{ KN}$$

$$M_{y, sd} = 156.19 \text{ KN.m} < M_{rd} = 514.92 \text{ KN.m}$$

IX.7. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

- $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{51.99}{12} = 4.33 \text{ KN par boulons}$
- $\frac{V_{sd}}{n} < V_{rd} = \frac{k_s \times m \times u \times f_p}{\gamma_{m2}}$

$K_s =$ trou normal

$M=1$: un plan de frottement

$U=0.3$: coefficient

- $V_{rd} = \frac{k_s \times m \times u \times f_p}{\gamma_{m2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 134.4}{1.25} = 32.25 \text{ KN}$

$B_{eff} =$ entre axe des boulons.

IX.8. Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v < F_{t, rd}$$

- F_v : résistance de l'âme du poteau à traction
- F_t, R_d : épaisseur de l'âme du poteau

$$F_{t, Rd} = t_w \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0.94 \times 14.8 \times \frac{23.5}{1.1} = 297.21 \text{ KN}$$

$$F_{t, Rd} = 297.21 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h \times t_f} = \frac{156.19}{0.5 \times 0.014} = 321.37 \text{ KN}$$

$$F_v = 321.37 \text{ KN}$$

$$F_v > F_{t,rd} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

D'où la nécessité de raidissage (raidisseur de 16 mm)

IX.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,rd}$$

$$F_{c,rd} = \frac{k_c \times f \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 13 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2)}}$$

H : la hauteur du poteau

$$b_{eff} = t_{fb} + 2ap\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- t_{fb} : épaisseur de la semelle poutre
- t_{fc} : épaisseur semelle poteau
- t_p : épaisseur de la platine
- r_c : rayon de raccordement âme (semelle du poteau)
- ap : épaisseur de la gorge de la soudure (estimé à 5 mm)

$$\text{lorsque } \sigma_{c, sd} \leq 0.7 f_y \longrightarrow k_c = 1.0$$

$$\text{lorsque } \sigma_{c, sd} > 0.7 f_y \longrightarrow k_c = -1.7 - \sigma_{c, sd} / f_y$$

- $\sigma_{c, sd}$: contrainte de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort compression est moment fléchissant.

$$\bullet \sigma_{c, sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{51.99}{115.5} + \frac{156.19 \times 10^2 \times 21}{48200} = 7.25$$

$$\sigma_{c, sd} = 7.25 \text{ KN/m}^2$$

- $0.7 f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{c, sd} = 7.25 \text{ KN/m}^2 < 0.7 f_y = 16.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } \sigma_{c, sd} < 0.7 f_y \longrightarrow K_c = 1$$

- $T_p=20\text{mm}$ (épaisseur de la platine d'extrémité)

$$B_{\text{eff}} = t_f b + 2ap\sqrt{2} + 5(t_f c + rc) + 2tp$$

$$B_{\text{eff}} = 14.6 + 2(5 \times \sqrt{2}) + 5(16 + 21) + 2(20)$$

$$B_{\text{eff}} = 253.74 \text{ m}$$

Si

- $\lambda p \leq 0.72 \Rightarrow \delta = 1$
- $\lambda p > 0.72 \Rightarrow \delta = (\lambda p - 0.2)/\lambda p^2$

$$\lambda p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \times d_{\text{wc}} \times f_y}{E \times t_{\text{wc}}^2}}$$

D_{wc} : $(h - 2(t_f c + rc))$ est la hauteur de poteau du poteau IPE500

$$D_{\text{wc}} = (500 - 2(16 + 21)) = 426 \text{ mm}$$

$$\lambda p = 0.932 \sqrt{\frac{25.37 \times 42.6 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.10^2}} = 10.24$$

Donc :

$$\lambda p = 10.24 > 0.72 \Rightarrow \delta = (\lambda p - 0.2)/\lambda p^2$$

$$\delta = \frac{\lambda p - 0.2}{\lambda p^2} = \frac{(10.24 - 0.2)}{10.24^2} = 0.1$$

$$F_{c,rd} = \frac{k_c \times \delta \times b_{\text{eff}} \times t_{\text{wc}} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{(1 + 1.3 \left(\frac{b_{\text{eff}}}{h}\right)^2)}} = \frac{1 \times 0.1 \times 25.37 \times 0.10 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{(1 + 1.3 \left(\frac{25.37}{50}\right)^2)}} = 4.69 \text{ KN}$$

$$F_{c,rd} = 4.69 \text{ KN}$$

- $N_{sd} = \sum N_i$
- $\sum N_i$: la somme des efforts dans les boulons tendus.

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{156.19 \times 812 \times 10^{-3}}{1555504 \times 10^{-6}} = 81.53 \text{ KN}$$

$$N_1 = 81.53 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{Msd \cdot d_2}{\sum di^2} = \frac{156.19 \times 664 \times 10^{-3}}{1555504 \times 10^{-6}} = 66.67 \text{ KN}$$

$$N_2 = 66.67 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{Msd \cdot d_3}{\sum di^2} = \frac{156.19 \times 368 \times 10^{-3}}{1555504 \times 10^{-6}} = 51.81 \text{ KN}$$

$$N_3 = 51.81 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{Msd \cdot d_4}{\sum di^2} = \frac{156.19 \times 10^{-3}}{1555504 \times 10^{-6}} = 36.95 \text{ KN}$$

$$N_4 = 36.95 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{Msd \cdot d_5}{\sum di^2} = \frac{156.19 \times 10^{-3}}{1555504 \times 10^{-6}} = 22.09 \text{ KN}$$

$$N_5 = 22.09 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{Msd \cdot d_6}{\sum di^2} = \frac{156.19 \times 10^{-3}}{1555504 \times 10^{-6}} = 7.22 \text{ KN}$$

$$N_6 = 7.22 \text{ KN}$$

- $N_{sd} = \sum Ni = 81.53 + 66.67 + 51.81 + 36.95 + 22.09 + 7.22 = 266.27 \text{ KN}$
 $N_{sd} = 266.27 \text{ KN}$

$$N_{sd} = 266.27 \text{ KN} > F_{c,rd} = 4.69 \text{ KN}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en compression avec l'effort agissant il faut donc prévoir un raidisseur (raidisseur d'épaisseur de 16 mm).

IX.10. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_{v, sd} \leq F_{v, rd}$$

- $F_{v, rd} = h \times tw \times 0.58 \times fy / \gamma_{m0}$
 $= 50 \times 0.10 \times 0.58 \times 23. \frac{5}{1.1}$

- $F_{v, rd} = 619.5 \text{ KN}$

L'effort de cisaillement :

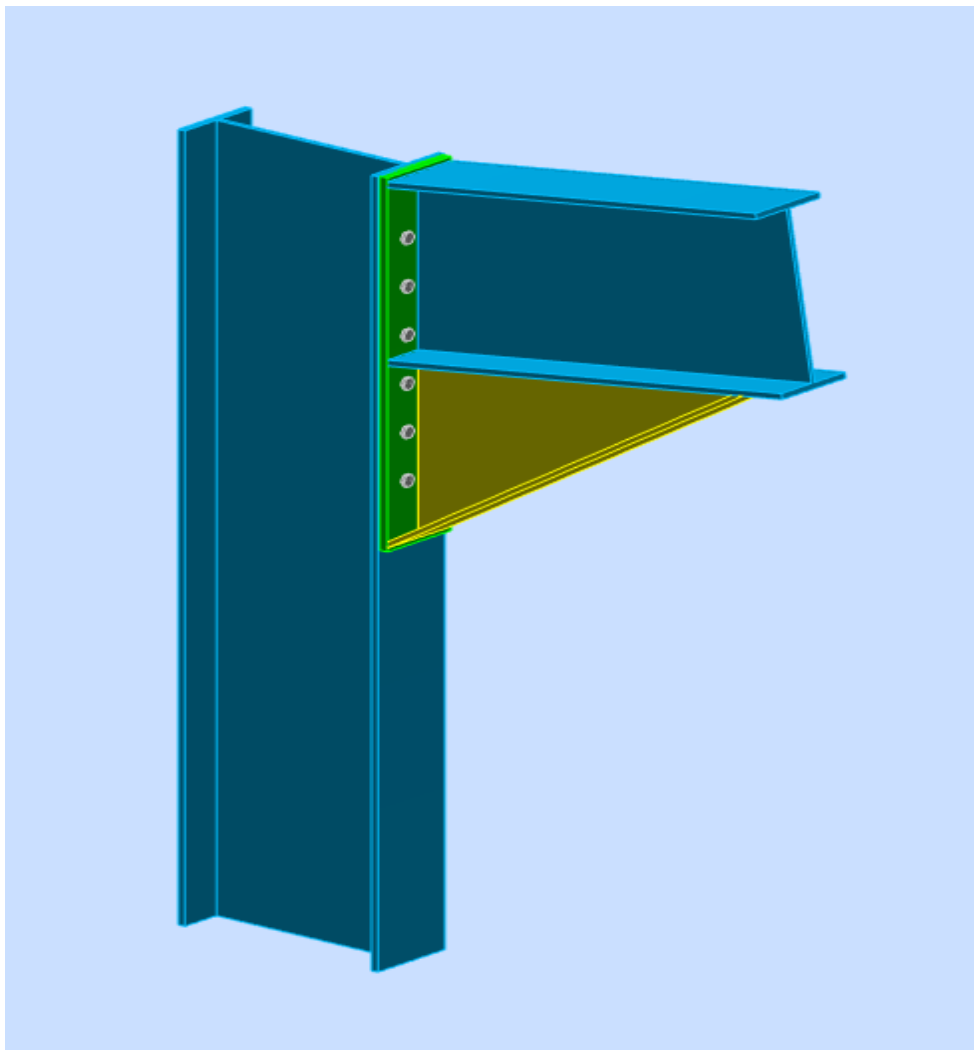
- $F_{v, sd} = \frac{M_{sd}}{h \times t_f} = \frac{156.19}{0.5 - 0.014} = 433.86 \text{ KN}$

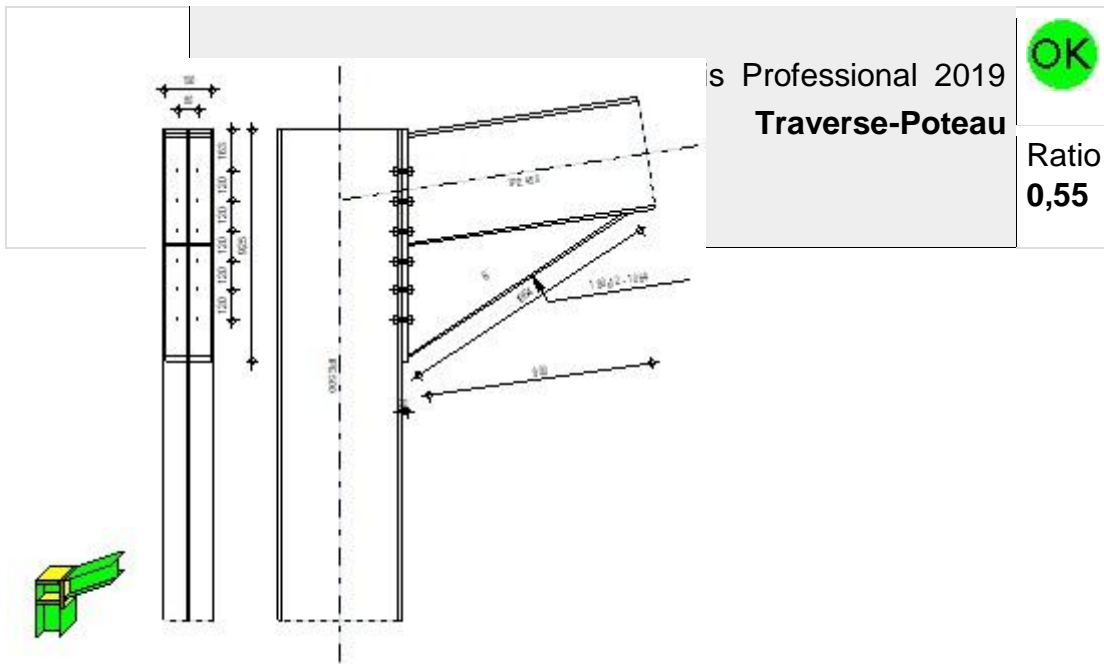
$F_{v, sd} = 433.86 \text{ KN} < F_{v, rd} = 619.5 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifier

IX.11. Calcul des assemblages avec logiciel Robot 2023

Pour le reste des assemblages on a opté pour une étude avec logiciel (ROBOT 2023), afin de diversifier les méthodes de calcul.

IX-11-1- Assemblage poteaux traverse





GENERAL

Figure IX.1. Vue 3D de l'assemblage Traverse-Poteau

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 15
 Barres de la structure: 12, 22

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 500

Barre N°: 12

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 500$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 200$ [mm] Largeur de la section du poteau

Profilé: IPE 500

$t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 115,52$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 48198,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450

Barre N°: 22

$\alpha = 8,5$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$F_{tRd} =$	$\frac{113,0}{4}$	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	163	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	80	[mm]	
Entraxe $p_i =$	120; 120; 120; 120; 120	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	925	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	450	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	900	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	33,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	11	[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]
$\gamma_{M3} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Ca 19: ELU /2105/ $8*1.50 + 1*1.00 + 61*1.00 + 62*1.05 + 17*1.00$
 s: $+ 66*1.00 + 67*1.05$

$M_{b1,Ed} = -161,39$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -87,92$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 51,94$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = -161,39$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = -51,94$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = 87,92$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****TRACTION**

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

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

$N_{tb,Rd} = \frac{2322,2}{9}$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 86,85 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 1178,2 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)
----------------------------------	---------------	----------------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,92 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 399,95 \text{ [kN*m]}$ 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

$W_{pl} = 3616,37 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 849,85 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 849,85 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 890 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 954,37 \text{ [kN]}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -161,39$ [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)]

$V_{c1,Ed} = -51,94$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 685$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = -209,59$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 59,87$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 59,87$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$

$V_{wp,Rd} = 731,12$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,29 < 1,00$ **vérifié** (0,29)

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 245$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = \frac{59,8}{7}$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,90$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = \frac{63,7}{1}$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$$t_{wc} = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 530,85 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 426 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,99 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,81 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 428,49 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 428,49 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

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	18	-	60	-	120	114	147	114	147	177	134	134	134
2	18	-	60	-	120	114	147	114	147	240	120	120	120
3	18	-	60	-	120	114	147	114	147	240	120	120	120
4	18	-	60	-	120	114	147	114	147	240	120	120	120
5	18	-	60	-	120	114	147	114	147	240	120	120	120
6	18	-	60	-	120	114	147	114	147	177	134	134	134

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	27	-	55	-	120	172	178	172	178	206	149	149	149
2	27	-	55	-	120	172	178	172	178	240	120	120	120
3	27	-	55	-	120	172	178	172	178	240	120	120	120
4	27	-	55	-	120	172	178	172	178	240	120	120	120
5	27	-	55	-	120	172	178	172	178	240	120	120	120
6	27	-	55	-	120	172	178	172	178	206	149	149	149

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

$$F_{t,Rd} = \frac{113,0}{4} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{208,4}{6} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$$

$$N_{j,Rd} = 1356,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = \frac{113,0}{4} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{208,4}{6} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad \text{[6.2.6.4] , [Tab.6.2]}$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad \text{[6.2.6.3.(1)]}$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad \text{[6.2.6.5] , [Tab.6.2]}$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \text{[6.2.6.8.(1)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 266,18$	266,18	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 380,03$	380,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 416,92$	416,92	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 731,12$	731,12	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 428,49$	428,49	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 954,37$	954,37	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp} p	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	202,41	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 266,18$	266,18	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 380,03$	380,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 416,92$	416,92	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 731,12 - 226,08$	505,04	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 428,49 - 226,08$	202,41	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 954,37 - 226,08$	728,29	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2 + 1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 438,59 - 226,08$	212,51	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp} p	Composant
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 545,48 - 226,08$	319,40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 452,16 - 226,08$	226,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 593,35 - 226,08$	367,27	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 189,67 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp} p	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	12,74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 266,18$	266,18	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 380,03$	380,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 416,92$	416,92	Boulons cisaillement/poinçonnement au
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 731,12 - 415,75$	315,37	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 428,49 - 415,75$	12,74	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 954,37 - 415,75$	538,62	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 428,47 - 189,67$	238,80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 521,41 - 189,67$	331,74	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp} p	Composant
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 652,82 - 415,75$	237,07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 724,92 - 415,75$	309,17	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 434,30 - 189,67$	244,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 530,16 - 189,67$	340,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 673,27 - 415,75$	257,52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 858,43 - 415,75$	442,68	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 266,18$	266,18	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 380,03$	380,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 416,92$	416,92	Boulons cisaillement/poinçonnement au
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 731,12 - 428,49$	302,63	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 428,49 - 428,49$	0,00	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 954,37 - 428,49$	525,88	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 428,47 - 12,74$	415,73	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 521,41 - 12,74$	508,67	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 642,70 - 202,41$	440,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 707,18 - 202,41$	504,77	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 867,05 - 428,49$	438,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 854,14 - 428,49$	425,65	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 434,30 - 12,74$	421,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 530,16 - 12,74$	517,42	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 651,45 - 202,41$	449,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 795,24 - 202,41$	592,83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 890,42 - 428,49$	461,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1123,51 - 428,49$	695,02	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

N_r	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	745	226,08	226,08	266,18	226,08	380,03	226,08	416,92
2	625	189,67	226,08	266,18	226,08	380,03	226,08	416,92
3	505	12,74	226,08	266,18	226,08	380,03	226,08	416,92
4	385	-	226,08	266,18	226,08	380,03	226,08	416,92

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}
5	265	-	226,08	266,18	226,08	380,03	226,08	416,92
6	145	-	226,08	266,18	226,08	380,03	226,08	416,92

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

M_{j,Rd} = 293,47 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

M _{b1,Ed} / M _{j,Rd} ≤ 1,0	0,55 < 1,00	vérifié	(0,55)
--	-------------	---------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

α_v = 0,60 Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

β_{Lf} = 0,89 Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

F_{v,Rd} = 85,65 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

F_{t,Rd,max} = 113,0 / 4 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,int} = 184,3 / 2 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,ext} = 184,3 / 2 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	226,08	8,66	226,08	124,33	132,99	99,33
2	226,08	8,66	189,67	104,31	112,97	110,16
3	226,08	8,66	12,74	7,01	15,66	162,83

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
4	226,08	8,66	0,00	0,00	8,66	166,62
5	226,08	8,66	0,00	0,00	8,66	166,62
6	226,08	8,66	0,00	0,00	8,66	166,62

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 872,18 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 182,07 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 67,45 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	182,07	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	114,62	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	135722,56	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max}$	40,38	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	40,38	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	-7,67	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	80,76 < 360,00	vérifié	(0,22)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	81,85 < 360,00	vérifié	(0,23)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	40,38 < 259,20	vérifié	(0,16)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	58	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	31,66	1708,59
1	745	2	71	52	1	8,86	660,53
2	625	2	71	42	1	7,40	462,40
3	505	2	71	42	1	5,98	301,91
4	385	2	71	42	1	4,56	175,51
5	265	2	71	42	1	3,14	83,18
6	145	2	71	52	1	1,73	25,06

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 540 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 59,87 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = \frac{1,0}{0} \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 540 \text{ [m]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \text{ [m]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 245 \text{ [m]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$t_{wc} = 10 \text{ [m]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$b_{eff,c,wc} = \frac{24}{5}$ [m] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$d_c = \frac{46}{8}$ [m] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$k_2 = 4$ [m] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 90632,87 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 90632,87 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 56060,90 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 3503,81 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN COMPRESSION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 163 [mm] > 120 [mm]

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 9 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 15 [mm]

Pince du boulon trop grande.

$$163 \text{ [mm]} > 120 \text{ [mm]}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,55
--	-------	------

IX.11.2. Assemblage des deux traverses au niveau du faitage

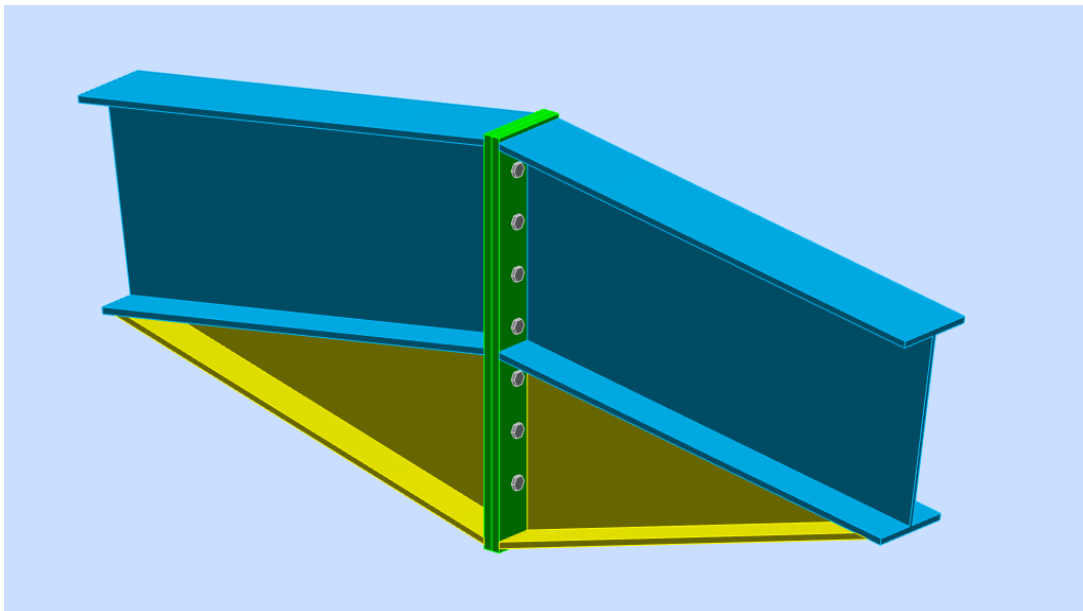
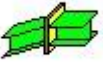

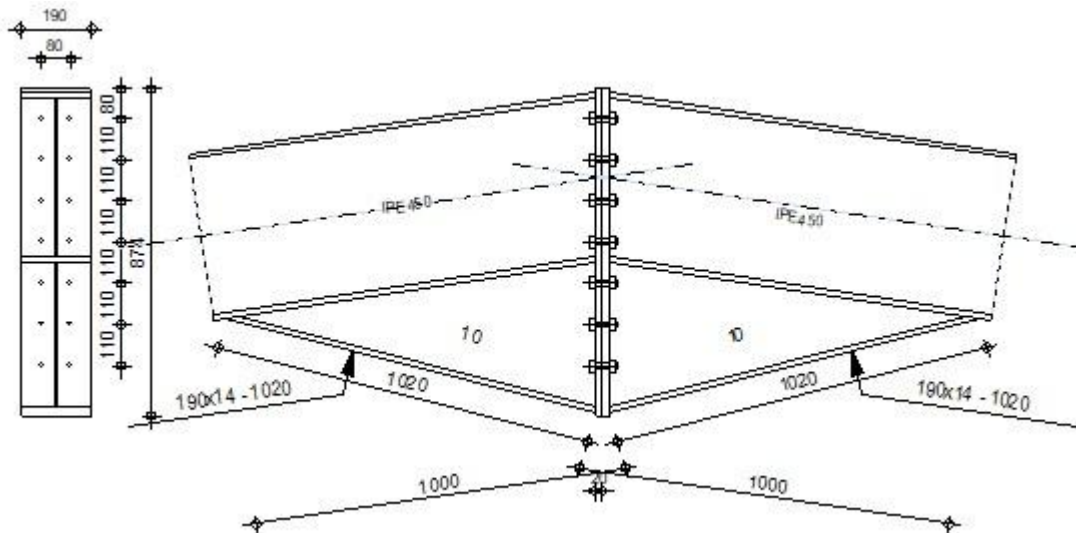


Figure IX.2. Vue 3D de l'assemblage au niveau du faitage

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre EN 1993-1-8:2005/AC:2009	
		Ratio 0,12



GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 26
 Barres de la structure: 21, 22

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 21
 $\alpha = -171,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$\alpha = -171,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $t_{wbl} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 450

Barre N°: 22

$\alpha = -8,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$F_{tRd} =$	$\frac{113,0}{4}$	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	80	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	110;110;110;110;110;110 [mm]		

PLATINE

$h_{pr} =$	874	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{rd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	400	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1000	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	14,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	11	[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]

$\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas 19: ELU /74/ $59 \cdot 1.50 + 1 \cdot 1.35 + 61 \cdot 1.35 + 17 \cdot 1.35 + 66 \cdot 1.35$
:

$M_{b1,Ed} = -52,41$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 14,88$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -51,22$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$N_{cb,Rd} = 2322,2$ [kN Résistance de calcul de la section à la compression
= 9] EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 90,85$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 1232,5$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
----------------------------------	---------------	---------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,92$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 399,95$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 3357,63$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 789,04$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 789,04$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 840$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 938,86$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$\beta = 8,5$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 14,3$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{\text{eff,c,wb}} = 245$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{\text{vb}} = 50,8$ [cm²] 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)]

$\sigma_{\text{com,Ed}} = 0,00$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{\text{wc}} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

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

$$F_{\text{c,wb,Rd1}} = 1203,05 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$d_{\text{wb}} = 379$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_{\text{p}} = 1,01$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,79$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = 954,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_{\text{b}} t_{\text{b}} f_{\text{yb}} / (0.8 \cdot \gamma_{\text{M0}})$$

$$F_{\text{c,wb,Rd3}} = 781,38 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min} (F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$$

$$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = 781,38 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]}$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	27	-	55	-	110	172	178	172	178	196	144	144	144
2	27	-	55	-	110	172	178	172	178	220	110	110	110
3	27	-	55	-	110	172	178	172	178	220	110	110	110
4	27	-	55	-	110	172	178	172	178	220	110	110	110
5	27	-	55	-	110	172	178	172	178	220	110	110	110
6	27	-	55	-	110	172	178	172	178	220	110	110	110
7	27	-	55	-	110	172	178	172	178	196	144	144	144

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

m – Distance du boulon de l'âme

$l_{\text{eff},2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 1562,75 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]}$$

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	vérifié	$(0,03)$
---------------------------------	---------------	----------------	----------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = \frac{113,0}{4} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{260,5}{8} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad \text{[6.2.6.4] , [Tab.6.2]}$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad \text{[6.2.6.3.(1)]}$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad \text{[6.2.6.5] , [Tab.6.2]}$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \text{[6.2.6.8.(1)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 380,03$	380,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 938,86$	938,86	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	218,60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 380,03$	380,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 938,86 - 226,08$	712,78	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2 + 1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 444,68 - 226,08$	218,60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2 + 1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 560,22 - 226,08$	334,14	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 191,67 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp} p	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 380,03$	380,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons cisaillement/poinçonnement au
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 938,86 - 417,75$	521,11	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 419,04 - 191,67$	227,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 485,98 - 191,67$	294,31	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 654,20 - 417,75$	236,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 803,21 - 417,75$	385,46	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 157,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 380,03$	380,03	Ame de la poutre - traction

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 938,86 - 575,00$	363,86	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 419,04 - 157,25$	261,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 485,98 - 157,25$	328,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 628,56 - 348,92$	279,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 728,97 - 348,92$	380,05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 863,72 - 575,00$	288,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1046,20 - 575,00$	471,20	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$

$F_{t4,Rd} = 122,84$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 380,03$	380,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 938,86 - 697,83$	241,03	Aile de la poutre - compression

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 419,04 - 122,84$	296,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 485,98 - 122,84$	363,14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 628,56 - 280,09$	348,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 728,97 - 280,09$	448,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 838,08 - 471,75$	366,33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 971,96 - 471,75$	500,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1073,24 - 697,83$	375,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1289,19 - 697,83$	591,36	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 88,42 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	152,61	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(6)} = 380,03$	380,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 938,86 - 786,25$	152,61	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 419,04 - 88,42$	330,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 485,98 - 88,42$	397,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 628,56 - 211,26$	417,31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 728,97 - 211,26$	517,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 838,08 - 368,51$	469,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 971,96 - 368,51$	603,45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1047,60 - 560,17$	487,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1214,95 - 560,17$	654,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1282,76 - 786,25$	496,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1532,18 - 786,25$	745,93	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_0/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 54,01 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	98,60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 380,03$	380,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^6 F_{tj,Rd} = 938,86 - 840,26$	98,60	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{tj,Rd} = 445,08 - 54,01$	391,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{tj,Rd} = 561,39 - 54,01$	507,38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 654,60 - 142,43$	512,18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 804,38 - 142,43$	661,95	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 864,12 - 265,26$	598,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 1047,37 - 265,26$	782,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 1073,65 - 422,51$	651,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 1290,36 - 422,51$	867,84	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 1283,17 - 614,18$	668,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 1533,35 - 614,18$	919,17	Ame de la poutre - traction - groupe

$F_{t7,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t7,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 1518,33 - 840,26$	678,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 1850,57 - 840,26$	1010,32	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$$

$$F_{t7,Rd} = 19,59 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

N _r	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	723	226,08	-	-	226,08	380,03	226,08	521,15
2	613	191,67	-	-	226,08	380,03	226,08	521,15
3	503	157,25	-	-	226,08	380,03	226,08	521,15
4	393	122,84	-	-	226,08	380,03	226,08	521,15
5	283	88,42	-	-	226,08	380,03	226,08	521,15
6	173	54,01	-	-	226,08	380,03	226,08	521,15
7	63	19,59	-	-	226,08	380,03	226,08	521,15

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 443,59 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]}$$

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,12 < 1,00$	vérifié	(0,12)
---------------------------------	---------------	----------------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

- $\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
- $\beta_{Lf} = 0,87$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]
- $F_{v,Rd} = 83,84$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]
- $F_{t,Rd,max} = 113,0$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
- $F_{b,Rd,int} = 230,4$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
- $F_{b,Rd,ext} = 230,4$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-7,32	226,08	26,71	19,39	157,41
2	226,08	-7,32	191,67	22,64	15,33	159,57
3	226,08	-7,32	157,25	18,58	11,26	161,72
4	226,08	-7,32	122,84	14,51	7,19	163,87
5	226,08	-7,32	88,42	10,45	3,13	166,03
6	226,08	-7,32	54,01	6,38	-0,94	167,69
7	226,08	-7,32	19,59	2,31	-5,00	167,69

- $F_{tj,Rd,N}$ – 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

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1143,97 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]}$$

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
---------------------------------	---------------	----------------	--------

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	174,61	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
---------	--------	--------------------	-----------------------------	--------------

$A_{wy} =$	67,01	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
------------	-------	--------------------	--------------------------------	--------------

$A_{wz} =$	107,60	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
------------	--------	--------------------	------------------------------	--------------

$I_{wy} =$	116165,96	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
------------	-----------	--------------------	--	--------------

$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp m ax} =$	-12,75	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
--	--------	-------	------------------------------------	--------------

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-12,35	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
-----------------------------------	--------	-------	---------------------------------------	--------------

$\tau_{ } =$	1,38	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
---------------	------	-------	-------------------------	--------------

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 174,61 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ 25,50 < 360,00 **vérifié** (0,07)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ 24,82 < 360,00 **vérifié** (0,07)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$ 12,75 < 259,20 **vérifié** (0,05)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4 \text{ [mm]}$ Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

$h_{head} = 12 \text{ [mm]}$ Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]

$h_{nut} = 16 \text{ [mm]}$ Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]

$L_b = 57 \text{ [mm]}$ Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]

$k_{10} = 4 \text{ [mm]}$ 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	100,46	5202,63
1	723	∞	∞	50	4	27,27	1970,31
2	613	∞	∞	39	4	22,10	1354,13
3	503	∞	∞	39	4	18,14	911,50
4	393	∞	∞	39	4	14,17	556,19
5	283	∞	∞	39	4	10,20	288,19
6	173	∞	∞	39	4	6,23	107,51
7	63	∞	∞	51	4	2,36	14,80

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
----	----------------	----------------	----------------	----------------	--------------------	-----------------------------------	--

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 1 / k_{i,j}) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 518 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 19 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 1092551,53 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 1092551,53 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 56060,90 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 3503,81 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.	134 [mm] > 120 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	14 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,12
--	-------	------

IX.11.3. Encastrement en pied de poteau de hangar

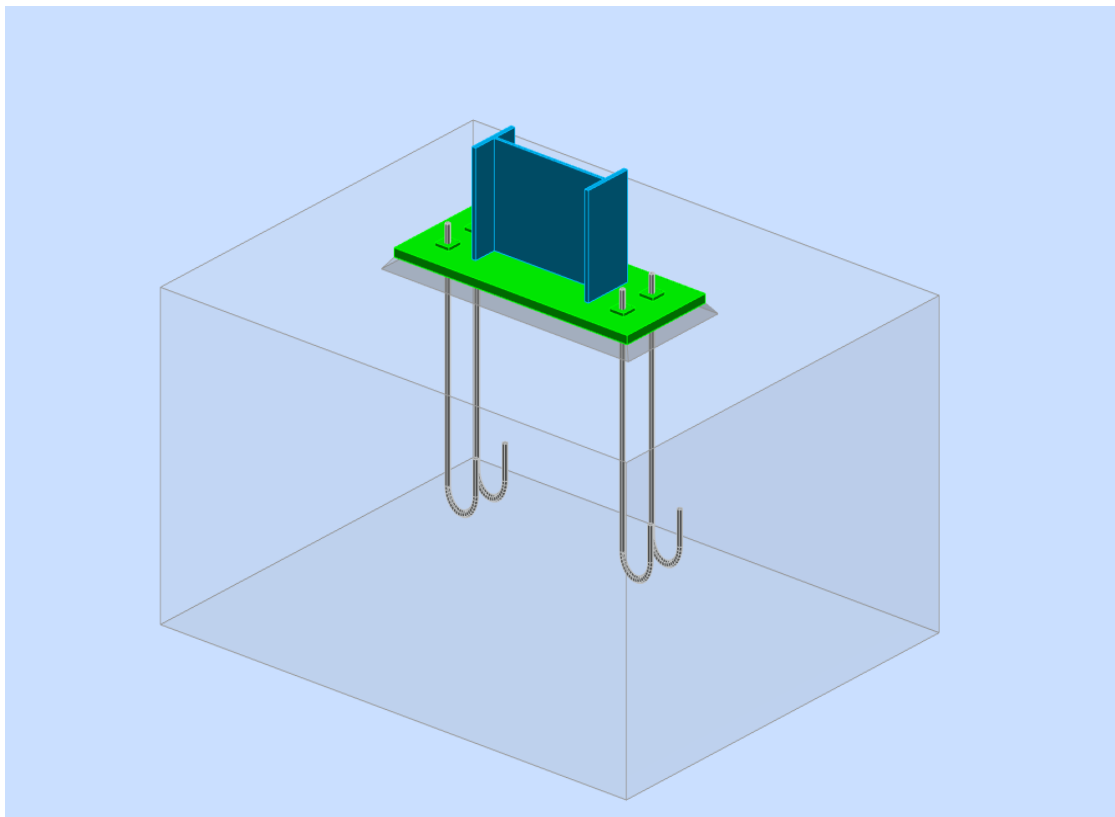


Figure IX.3. Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau de hangar

$L_c =$	10,00	[m]	Longueur du poteau
$b_{fc} =$	200	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	115,52	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	48198,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 235		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	1000	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	400	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe de tiges d'ancrage	
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons	

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$n_v = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 750$ [mm]

Entraxe $e_{vi} = 150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

$L_4 = 100$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 2000$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1600$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 6$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Ca 19: ELU /1841/ $1*1.00 + 61*1.00 + 62*1.05 + 31*1.50 +$
s: $17*1.00 + 66*1.00$

$N_{j,Ed} = -49,64$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 0,15$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -18,06$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 40,91$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 0,19$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE**COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 16,6$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 26,5$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 43$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 102$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 286$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 291,41$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 2622,7$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

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

$F_{rd,u} = 1457,05$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

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

$f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 950,08$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 291,41$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 291,41$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

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

$F_{c,Rd,n} = 3166,93$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 971,37$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 971,37$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = \frac{2194,2}{6} \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 515,65 \text{ [kN}^*\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 484 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 1065,39 \text{ [kN]}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = \frac{335,8}{9} \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 78,93 \text{ [kN}^*\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 143 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 552,14 \text{ [kN]}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

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

$N_{j,Rd} = 3166,93 \text{ [kN]}$ Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{c,Rd,y} = 971,37 \text{ [kN]}$ Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{c,Rd,z} = 552,14 \text{ [kN]}$ Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 2,45$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 1000,0$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 149,94$ [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 183,75$ [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 149,94$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25,0$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression [EN 1992-1:3.1.2]

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$f_{ctd} = 1,2$ [MPa] Résistance de calcul à la traction [EN 1992-1:8.4.2.(2)]

$\eta_1 = 1,0$ Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence [EN 1992-1:8.4.2.(2)]

$\eta_2 = 1,0$ Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage [EN 1992-1:8.4.2.(2)]

$$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$$

$f_{bd} = 2,69$ [MPa] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$h_{ef} = 640$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$F_{t,Rd,p} = 108,30$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 483$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 398,48$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 1450$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 725$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 35200,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 32000,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,9$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]
 $= 1$

$c = 625$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,9$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la CEB [9.2.4]
 $= 6$ fondation

$\psi_{ec,N} = 1,0$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les CEB [9.2.4]
 $= 0$ boulons d'ancrage

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,0$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la CEB [9.2.4]
 $= 0$ fondation

$\psi_{ucr,N} = 1,0$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]
 $= 0$

$\gamma_{Mc} = 2,1$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
 $= 6$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 160,77$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton à EN 1992-1: [8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 640$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 607,16$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 1280$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 640$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 29029,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 28600,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,9$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 625$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,9$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la CEB fondation [9.2.5]

$\psi_{ec,N} = 1,0$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,0$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1,0$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0,79$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$\psi_{h,N} = 0,79$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = \frac{217,4}{4} \text{ [kN Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du CEB] } \text{ béton} \quad [9.2.5]$$

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 108,30 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$l_{eff,1} = 200 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]}$$

$$l_{eff,2} = 200 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]}$$

$$m = 118 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 7,34 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 7,34 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 248,49 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 171,71 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 216,60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 171,71 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]}$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$l_{eff,1} = 440 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]}$$

$$l_{eff,2} = 440 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]}$$

$$m = 118 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 16,14 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 16,14 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 440$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$F_{T,1,Rd} = 546,13$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 244,04$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 216,60$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z} = 216,60$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 171,71$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z} = 216,60$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

$e_y = 824$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 242$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,y} = 375$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 149,99$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0,27 < 1,00$ **vérifié** (0,27)

$e_z = 4$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,z} = 71$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,z} = 75$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ [6.2.8.1.(3)]

$e_z = 4$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$M_{j,Rd,z} = 3,92$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23) $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,32 < 1,00$ **vérifié** (0,32)

CISAILLEMENT

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

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

$\alpha_{d,y} = \frac{1,8}{9}$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = \frac{1,0}{0}$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = \frac{2,5}{0}$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

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

$F_{1,vb,Rd,y} = 360,0$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

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

$\alpha_{d,z} = \frac{1,8}{9}$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = \frac{1,0}{0}$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = \frac{2,5}{0}$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

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

$$F_{1,vb,Rd,z} = 360,0 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,25 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{sb} = 2,45 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section efficace du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1000,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{sb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 48,6 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,0 \quad \text{Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation} \quad [9.3.2.2]$$

$$M_{Rk,s} = 1,0 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB} \quad [9.3.2.2]$$

$$l_{sm} = 53 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB} \quad [9.3.2.2]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB} \quad [3.2.3.2]$$

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

$$F_{v,Rd,sm} = 31,6 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB} \quad [9.3.1]$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 347,26 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB} \quad [9.2.4]$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB} \quad [9.3.3]$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB} \quad [3.2.3.1]$$

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

$$F_{v,Rd,cp} = 321,54 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB} \quad [9.3.1]$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y}^0 = 1657,98$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,y} = 0,48$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,y} = 1,07$		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y} = 0,87$		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y} = 1,00$		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y} = 1,00$		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y} = 1,00$		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \Psi_{A,V,y} * \Psi_{h,V,y} * \Psi_{s,V,y} * \Psi_{ec,V,y} * \Psi_{\alpha,V,y} * \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 339,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]}$$

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

$V_{Rk,c,z}^0 = 1327,07$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z} = 0,74$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z} = 1,01$		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z} = 0,93$		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z} = 1,00$		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]

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

$V_{Rk,c,z} = 1327,07$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\Psi_{\alpha,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\Psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

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

$F_{v,Rd,c,z} = 430,93$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 49,64$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

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

$F_{f,Rd} = 14,89$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

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

$V_{j,Rd,y} = 141,47$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

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

$V_{j,Rd,z} = 141,47$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 23,01$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 23,01$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 0,03$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = -3,22$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,80$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,09 < 1,00$ **vérifié** (0,09)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,13 < 1,00$ **vérifié** (0,13)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,11 < 1,00$ **vérifié** (0,11)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} = 102$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 286$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$

$k_{13,y} = 20$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 200$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 118$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,y} = 2$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 235$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$

$k_{16,y} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,52$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 85381,01$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$\lambda_{0,y} = 0,52$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,rig,y} = 303650,55$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 * E)}$

$k_{13,z} = 20$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 440$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 118$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,z} = 4$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 235$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$

$k_{16,z} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 2,47$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 42413,53$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 13492,65$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,32
---	-------	------

IX.11.4. Assemblage Poteau-Poutre principale

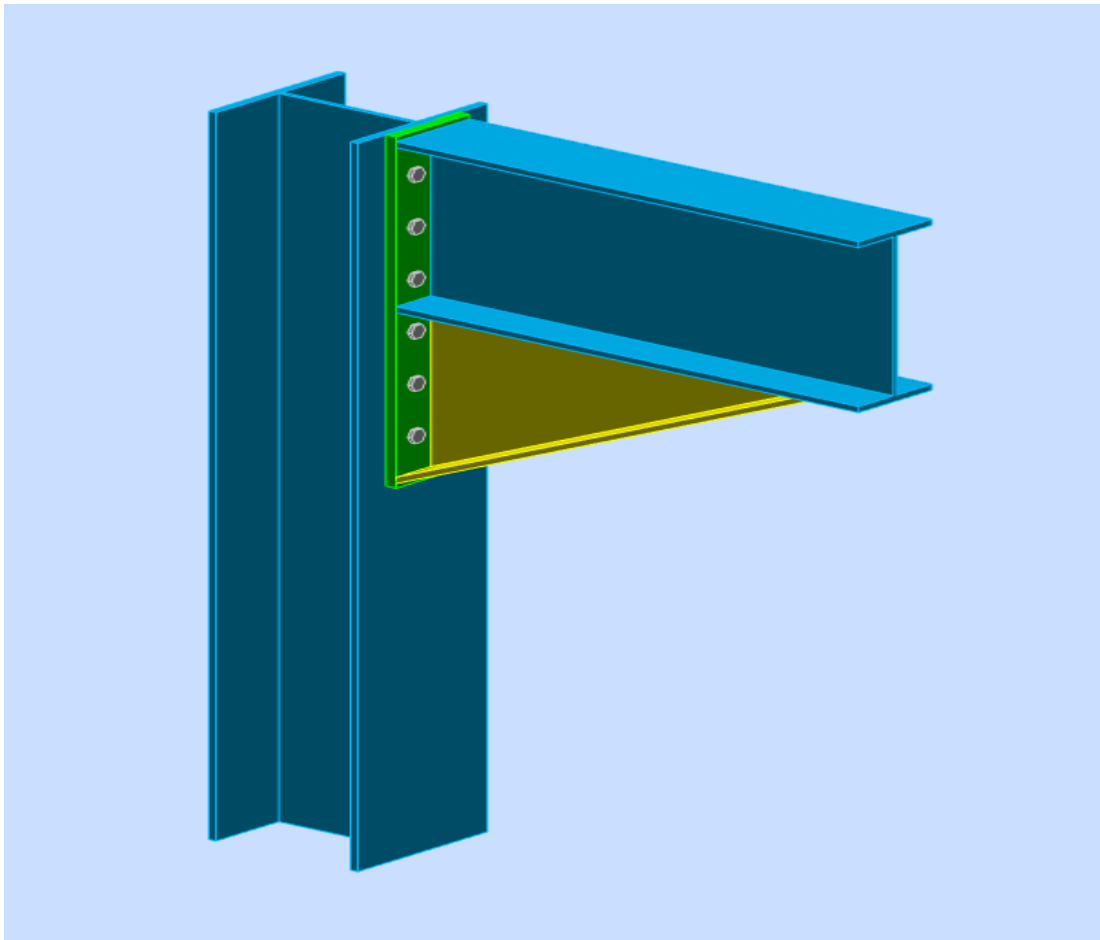


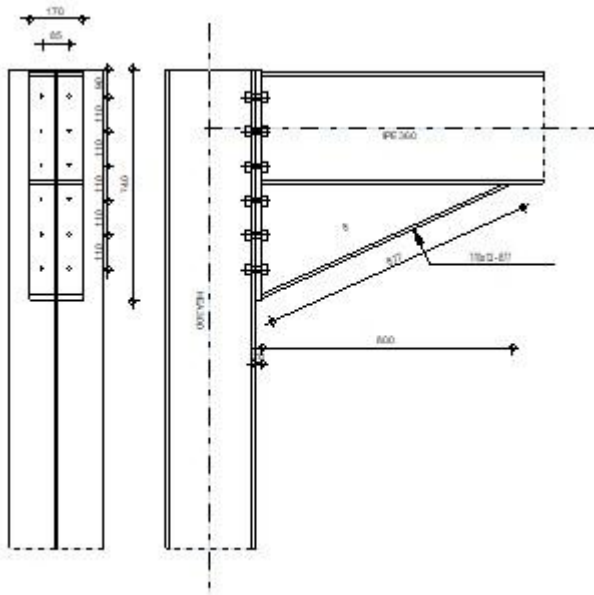


Figure IX.4. Vue en 3D de l'assemblage Poteau-Poutre principale

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio 0,95
---	---	---



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 19
 Barres de la structure: 14, 234

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300

Barre N°: 14

$\alpha = -90,0$	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c = 290$	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} = 300$	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} = 9$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} = 14$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c = 27$	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c = 112,53$	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} = 18263,50$	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360

Barre N°: 234

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = \frac{113,0}{4}$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 90$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 85$ [mm]

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Entraxe $p_i = 110; 110; 110; 110; 110$ [mm]

PLATINE

$h_p = 740$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 170$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 170$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 360$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 800$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 24,2$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme

$a_f = 9$ [mm] Soudure semelle

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ 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]

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

C
as
: 19: ELU /19/ $18 \cdot 0.90 + 58 \cdot 1.50 + 59 \cdot 1.50 + 1 \cdot 1.35 + 61 \cdot 1.35 + 62 \cdot 1.50 + 17 \cdot 1.35 + 66 \cdot 1.35 + 67 \cdot 1.50$

$M_{b1,Ed} = 257,28$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 214,74$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -28,68$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{b2,Ed} = 232,70$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche

$V_{b2,Ed} = 195,16$ [kN] Effort tranchant dans la poutre gauche

$N_{b2,Ed} = -21,71$ [kN] Effort axial dans la poutre gauche

$M_{c1,Ed} = 24,58$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = -6,70$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -466,44$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$N_{cb,Rd} = 1709,1$ [kN Résistance de calcul de la section à la EN1993-1-1:
= 4] compression [6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 63,94 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 867,4 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,25 < 1,00$	vérifié	(0,25)
----------------------------------	---------------	----------------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,22 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 239,52 \text{ [kN*m]}$ 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

$W_{pl} = 2170,53 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 510,7 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 510,7 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 707 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 721,39 \text{ [kN]}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$$\beta = 0,0 \quad \left[\begin{array}{l} \text{Deg} \\ \end{array} \right] \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 24,2 \quad \left[\begin{array}{l} \text{Deg} \\ \end{array} \right] \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{\text{eff,c,wb}} = 208 \quad \left[\begin{array}{l} \text{mm} \\ \end{array} \right] \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{\text{vb}} = \frac{35,1}{4} \quad \left[\begin{array}{l} \text{cm}^2 \\ \end{array} \right] \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{\text{com,Ed}} = \frac{240,10}{10} \quad \left[\begin{array}{l} \text{MPa} \\ \end{array} \right] \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{\text{wc}} = 0,70 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

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

$$F_{\text{c,wb,Rd1}} = 608,86 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{\text{wb}} = 299 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_{\text{p}} = 0,97 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = 497,63 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_{\text{b}} t_{\text{b}} f_{\text{yb}} / (0.8 \cdot \gamma_{\text{M0}})$$

$$F_{\text{c,wb,Rd3}} = 599,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 497,63 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]}$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 257,28 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 232,70 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = -6,70 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]}$$

$$z = 578 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier [6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 45,84 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = 37,28 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 37,28 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0,9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

$$V_{wp,Rd} = 455,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]}$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]}$$

$$b_{eff,c,wc} = 284 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]}$$

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$A_{vc} = \frac{37,2}{8} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{55,4}{5} \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 566,52 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 208 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,89 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,87 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 493,15 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 493,15 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = 283 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = \frac{37,2}{8} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{\text{com,Ed}} = \frac{55,4}{5} \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 565,60 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 208 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,89 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,87 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 492,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 492,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

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	-	108	-	110	105	190	105	190	162	145	145	145
2	17	-	108	-	110	105	201	105	201	220	110	110	110
3	17	-	108	-	110	105	201	105	201	220	110	110	110
4	17	-	108	-	110	105	201	105	201	220	110	110	110
5	17	-	108	-	110	105	201	105	201	220	110	110	110
6	17	-	108	-	110	105	200	105	200	162	155	155	155

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	32	-	43	-	110	199	185	185	185	210	150	150	150
2	32	-	43	-	110	199	180	180	180	220	110	110	110
3	32	-	43	-	110	199	180	180	180	220	110	110	110
4	32	-	43	-	110	199	180	180	180	220	110	110	110
5	32	-	43	-	110	199	180	180	180	220	110	110	110
6	32	-	43	-	110	199	180	180	180	210	145	145	145

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

m – Distance du boulon de l'âme

$l_{\text{eff},2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

$l_{\text{eff},\text{cp},g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{\text{eff},\text{nc},g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{\text{eff},1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{\text{eff},2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{\text{cb},Rd} 2 F_{\text{c,wb},Rd,\text{low}} , 2 F_{\text{c,wc},Rd,\text{low}} , 2 F_{\text{c,wc},Rd,\text{upp}})$$

$$N_{j,Rd} = 985,28 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]}$$

$$N_{\text{b1},Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = \frac{113,0}{4} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{182,4}{0} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$F_{t,\text{fc},Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,\text{wc},Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,\text{ep},Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,\text{wb},Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	201,64	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 201,64$	201,64	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 348,34$	348,34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 364,81$	364,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 4764,53$	4764,53	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 493,15$	493,15	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 721,39$	721,39	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 497,63$	497,63	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp} p	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	201,64	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 201,64$	201,64	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp} p	Composant
$F_{t,wb,Rd(2)} = 338,35$	338,35	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 364,81$	364,81	Boulons cisaillement/poinçonnement au
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 4764,53 - 201,64$	4562,88	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 493,15 - 201,64$	291,51	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 721,39 - 201,64$	519,75	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 497,63 - 201,64$	295,98	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 407,96 - 201,64$	206,32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 424,54 - 201,64$	222,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 422,66 - 201,64$	221,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 489,36 - 201,64$	287,72	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp} p	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	89,87	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 201,64$	201,64	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 338,35$	338,35	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 364,81$	364,81	Boulons cisaillement/poinçonnement au

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp} p	Composant
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 4764,53 - 403,29$	4361,24	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 493,15 - 403,29$	89,87	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 721,39 - 403,29$	318,10	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 497,63 - 403,29$	94,34	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 386,44 - 201,64$	184,80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 381,46 - 201,64$	179,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 601,18 - 403,29$	197,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 528,87 - 403,29$	125,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 396,12 - 201,64$	194,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 413,60 - 201,64$	211,96	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 620,72 - 403,29$	217,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 696,16 - 403,29$	292,88	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 201,64$	201,64	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 338,35$	338,35	Ame de la poutre - traction

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 364,81$	364,81	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 4764,53 - 493,15$	4271,37	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 493,15 - 493,15$	0,00	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 721,39 - 493,15$	228,24	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 497,63 - 493,15$	4,47	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 386,44 - 89,87$	296,58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 381,46 - 89,87$	291,60	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 579,67 - 291,51$	288,16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 500,29 - 291,51$	208,78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 794,41 - 493,15$	301,25	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 597,11 - 493,15$	103,95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 396,12 - 89,87$	306,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 413,60 - 89,87$	323,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 594,17 - 291,51$	302,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 620,40 - 291,51$	328,89	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 818,78 - 493,15$	325,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 902,96 - 493,15$	409,81	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

N _r	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	633	201,64	226,08	201,64	226,08	348,34	226,08	364,81
2	523	201,64	226,08	201,64	226,08	338,35	226,08	364,81
3	413	89,87	226,08	201,64	226,08	338,35	226,08	364,81
4	303	-	226,08	201,64	226,08	338,35	226,08	364,81
5	193	-	226,08	201,64	226,08	338,35	226,08	364,81
6	83	-	226,08	201,64	226,08	338,35	226,08	364,81

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 270,42 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \qquad 0,95 < 1,00 \qquad \text{vérifié} \quad (0,95)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,50 \qquad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \qquad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$\beta_{Lf} = 0,90 \qquad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \qquad \text{[3.8]}$$

$$F_{v,Rd} = 56,72 \text{ [kN]} \qquad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \qquad \text{[Tableau 3.4]}$$

$\alpha_v = 0,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} = 113,0$ [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} = 161,2$ [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} = 161,2$ [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-4,78	201,64	191,84	187,06	46,39
2	226,08	-4,78	201,64	191,84	187,06	46,39
3	226,08	-4,78	89,87	85,50	80,72	84,50
4	226,08	-4,78	0,00	0,00	-4,78	113,43
5	226,08	-4,78	0,00	0,00	-4,78	113,43
6	226,08	-4,78	0,00	0,00	-4,78	113,43

- $F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
- $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
- $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$V_{j,Rd} = 517,59 \text{ [kN]}$ Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,41 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	154,31	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	76,86	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	77,45	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	96405,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max}$ ax =	70,63	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-66,43	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	27,73	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 141,25 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 141,28 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 70,63 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

$h_{head} = 12$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]

$t_{wash} = 4$	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} = 16$	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b = 56$	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} = 4$	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	30,79	1408,75
1	633	2	56	34	1	9,16	580,49
2	523	2	56	25	1	7,46	390,28
3	413	2	56	25	1	5,89	243,48
4	303	2	56	25	1	4,32	131,15
5	193	2	56	25	1	2,76	53,29
6	83	2	56	33	1	1,21	10,05

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 457 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 7 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 37,28 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$\beta = \frac{0,1}{0} \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$A_{vc} = 37,28$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$z = 457$ [m] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 32$ [m] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$b_{eff,c,wc} = 261$ [m] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$t_{wc} = 9$ [m] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$d_c = 262$ [m] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$k_2 = 6$ [m] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 126224,57 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$\mu = 2,61$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 48319,94 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 45543,68 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2846,48 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN COMPRESSION

REMARQUES

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre $12 \text{ [mm]} < 13 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,95
--	-------	------

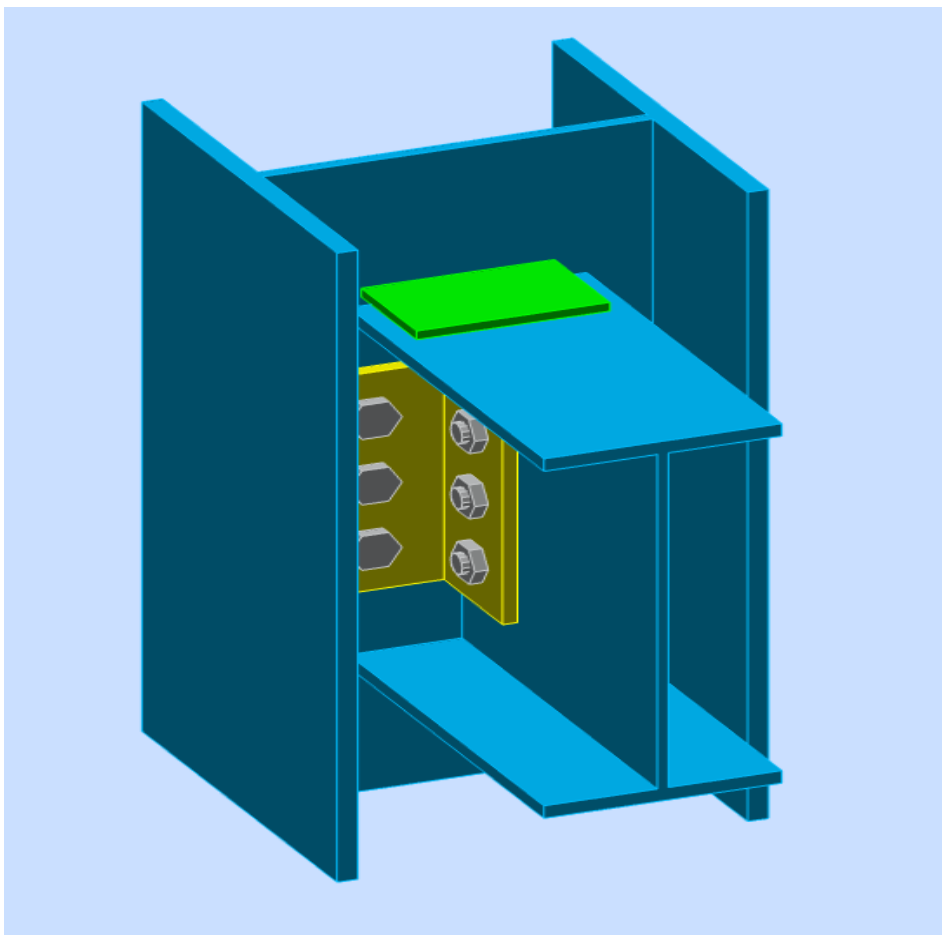
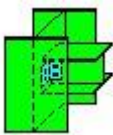

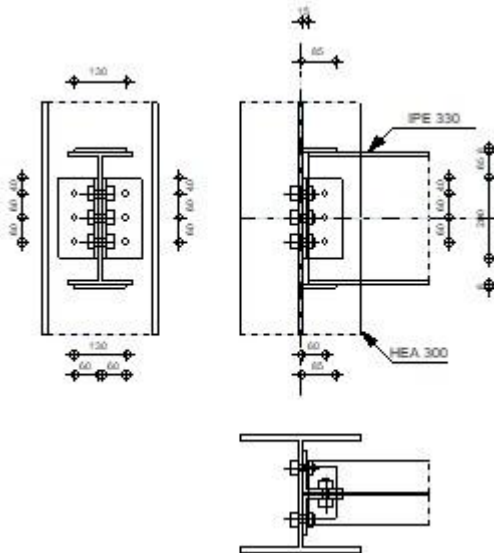
IX.11.5. Assemblage Poteau-Poutre de rive

Figure IX.5. Vue 3D de l'assemblage Poteau-Poutre de rive

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 19
 Barres de la structure: 14, 18

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300
 Barre N°: 14
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

Profilé: HEA 300

$t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uc} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 330

Barre N°: 18

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_b = 160$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 11766,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ub} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

$h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_k = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{rk} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_k = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_k = 200$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 235

$f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

RENFORT SUPERIEUR DE LA POUTRE

$l_{bu} = 85$ [mm] Longueur du renfort

$h_{bu} = 130$ [mm] Hauteur du renfort

$t_{bu} = 8$ [mm] Epaisseur du renfort

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ubu} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

RENFORT INFERIEUR DE LA POUTRE

$l_{bd} = 85$ [mm] Longueur du renfort

$h_{bd} = 130$ [mm] Hauteur du renfort

$t_{bd} = 8$ [mm] Epaisseur du renfort

Matériau: S 235

$f_{ybd} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ubd} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9		Classe du boulon
d = 18	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ = 20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s = 1,92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 2,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} = 1000,00	[MPa]	Résistance à la traction
k = 1		Nombre de colonnes des boulons
w = 3		Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 40	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ = 60	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9		Classe du boulon
d = 18	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ = 20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s = 1,92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 2,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} = 1000,00	[MPa]	Résistance à la traction
k = 1		Nombre de colonnes des boulons
w = 3		Nombre de rangées des boulons
e ₁ = 40	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ = 60	[mm]	Entraxe

SOUDURES

$a_{swu} = 5$ [mm] Soudures d'angle entre le renfort supérieur et le poteau

$a_{wbu} = 5$ [mm] Soudures d'angle entre le renfort supérieur et la poutre

$a_{swd} = 5$ [mm] Soudures d'angle entre le renfort inférieur et le poteau

$a_{wbd} = 5$ [mm] Soudures d'angle entre le renfort supérieur et la poutre

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 19: ELU /374/ $12*0.90 + 59*1.50 + 1*1.35 + 61*1.35 + 17*1.35$
s: $+ 66*1.35 + 67*1.50$

$N_{b,Ed} = 50,13$ [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 30,47$ [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 26,44$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

$N_{w,Ed} = 20,66$ [kN] Effort axial dans l'âme $N_{w,Ed} = (N_{b,Ed} * A_w) / A_b$

$N_{fu,Ed} = 14,73$ [kN] Effort axial dans la semelle supérieure $N_{fu,Ed} = (N_{b,Ed} * A_f) / A_b$

$N_{fi,Ed} = 14,73$ [kN] Effort axial dans la semelle inférieure $N_{fi,Ed} = (N_{b,Ed} * A_f) / A_b$

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 76,8$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 138,24$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,5$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2,8 \cdot (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 \cdot (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$

$k_{1x} > 0,0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0,0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 110,16$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2,8 \cdot (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$

$k_{1z} > 0,0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,75$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0,0$ $0,75 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 82,62$ [kN] 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 cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,5$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2,8 \cdot (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 \cdot (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,67$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 86,4$ [kN Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma$
 = 0] diamétrale M2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,67$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 86,4$ [kN Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma$
 = 0] diamétrale M2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 64$ [m Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la
 m] cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,97$ [kN * m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{Vz} = 5,08$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$
 = 08 [kN] tranchant

$F_{Mx} = 8,09$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$
 = 09 [kN] moment

$F_{x,Ed} = 8,09$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 5,08$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 9,55$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

cisaillement des boulons

$e = 64$ [m] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la
[m] cornière du centre de l'âme de la poutre

$F_{Rdx} = 86,4$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 82,6$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 8,09 < 76,80$	vérifié	(0,09)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 5,08 < 76,80$	vérifié	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$9,55 < 76,80$	vérifié	(0,12)

Traction des boulons

$e = 64$ [m] Distance du centre de gravité du groupe de boulons
[m] du centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 0,9$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{t,Ed} = 11,60$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + (N_{b2,Ed}/3)/n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$11,60 < 138,24$	vérifié	(0,08)
--------------------------	------------------	----------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 9,55$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,18 < 1,00$	vérifié	(0,18)
--	---------------	----------------	--------

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 153,60$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,5$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,75$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,75 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 72,9$ [kN Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$
= 0] diamétrale M2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,75$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,75 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 72,9$ [kN Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$
= 0] diamétrale M2

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,5$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,67$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 172,8$ [kN Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$
= 0] diamétrale M2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = \frac{0,6}{7}$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 172,8$ [kN Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma$
= 0] diamétrale M2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 64$ [mm Distance du centre de gravité du groupe de boulons du
] centre de l'âme du poteau

$M_0 = 1,9$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = V_{b,Ed} \cdot e$
= 6

$F_{Nx} = 6,8$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{w,Ed}|/n$
= 9

$F_{Vz} = 10,16$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$

$F_{Mx} = 16,31$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,0$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z $F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 23,20$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 10,16$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 25,33$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 72,90$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 72,90$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 23,20 < 72,90$	vérifié	(0,32)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 10,16 < 72,90$	vérifié	(0,14)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$25,33 < 153,60$	vérifié	(0,16)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)**CORNIERE**

$A_{nt} = 8,00$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,00$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 311,81$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous
 $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0.5 \cdot N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 25,06 < 311,81$	vérifié	(0,08)
---------------------------------------	--------------------	----------------	--------

POUTRE

$A_{nt} = 6,00$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,25$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 244,03$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous
 $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 50,13 < 244,03$	vérifié	(0,21)
-----------------------------	--------------------	----------------	--------

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)**CORNIERE**

$A_{nt} = 3,00$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 11,00$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 192,45$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous
 $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$A_{nt} = 3,00$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |15,23| < 192,45 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

POUTRE

$A_{nt} = 2,62$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 13,1$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 215,88$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |30,47| < 215,88 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 18,53$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 12,53$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,61 < 0,82$$

$W_{net} = 52,07$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 12,24$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,98| < 12,24 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$A_v = 20,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a \cdot t_{ra}$

$A_{v,net} = 14,00$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 271,35$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$A_v = 20,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a \cdot t_{fa}$

$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |15,23| < 271,35 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 24,75 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 20,25 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,74 < 0,82$

$W_{net} = \frac{126,4}{8} \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 29,72 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,96| < 29,72 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$

$A_v = 24,75 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 20,25 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 335,8 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |30,47| < 335,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE LE RENFORT SUPERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 6,50 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section de la soudure

$\sigma = \frac{72,9}{7} \text{ [MPa]}$ Contrainte normale dans la soudure $\sigma = 0.5 \cdot [N_{fu,Ed} + M_{b,Ed}/h_b] / A_s$

SOUDURES D'ANGLE ENTRE LE RENFORT SUPERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 6,50$ [cm²] Aire de la section de la soudure

$\sigma_{\perp} = 51,5$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure $\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$

$$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad |51,59| < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

$\tau_{\perp} = 51,59$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire $\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 103,19 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

SOUDURES D'ANGLE ENTRE LE RENFORT SUPERIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 13,50$ [cm²] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = 94,86$ [kN] $F_{w,Ed} = N_{fu,Ed} + M_{b,Ed} / h_b$

$\tau_{II} = 70,26$ [MPa] Contrainte tangentielle $\tau_{II} = F_{w,Ed} / A_w$

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$$|\tau_{II}| \leq f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad |70,26| < 207,85 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

SOUDURES D'ANGLE ENTRE LE RENFORT INFERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 6,50$ [cm²] Aire de la section de la soudure

$\sigma = -50,30$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure $\sigma = 0.5 \cdot [N_{fi,Ed} - M_{b,Ed} / h_b] / A_w$

$\sigma_{\perp} = 35,57$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure $\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$

$$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad |-35,57| < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

$\tau_{\perp} = -35,57$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire $\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 71,14 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

SOUDURES D'ANGLE ENTRE LE RENFORT INFERIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 13,50$ [cm²] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = -65,39$ [kN]

$F_{w,Ed} = N_{fi,Ed} - M_{b,Ed}/h_b$

$\tau_{II} = -48,44$ [MPa] Contrainte tangentielle

$\tau_{II} = F_{w,Ed}/A_w$

$\beta_w = 0,80$

Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$ \tau_{II} \leq f_u/(\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$ -48,44 < 207,85$ vérifié	(0,23)
---	------------------------------------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,34
--	-------	------

IX.11.6. Assemblage Poutre principale - solive

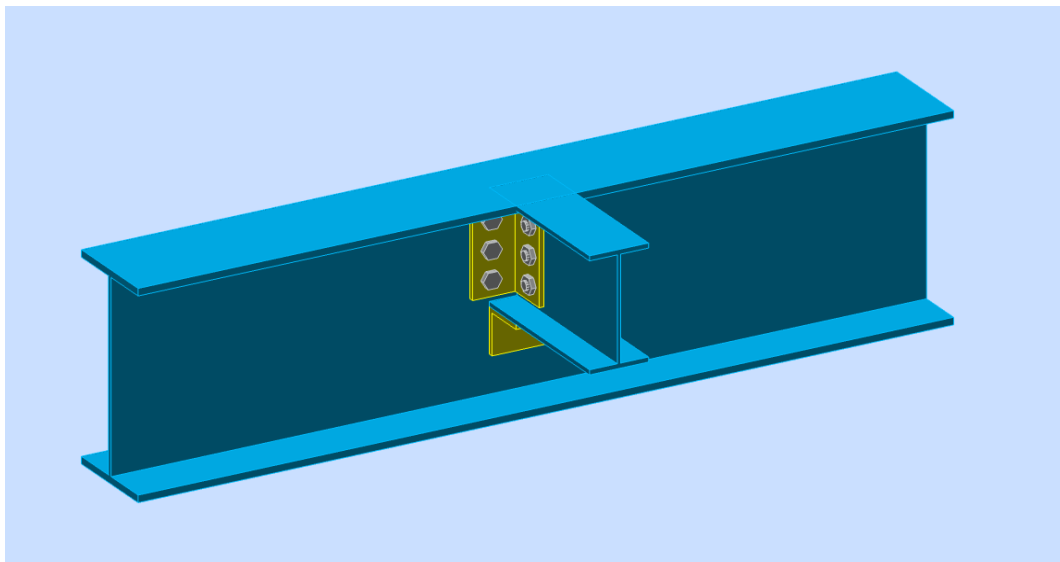
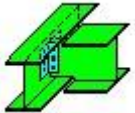

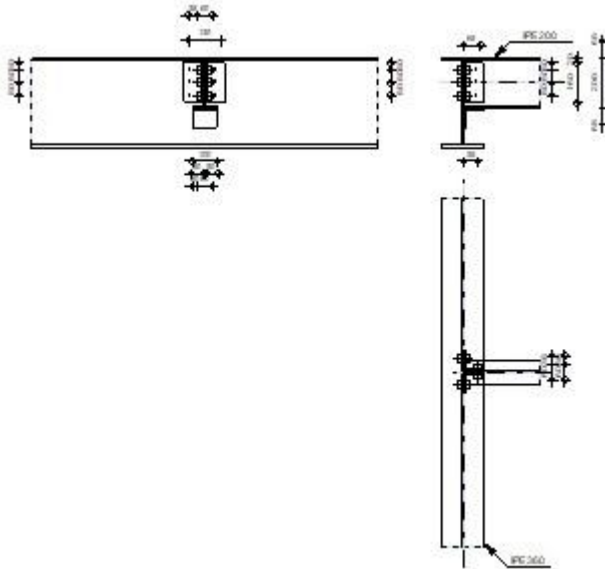


Figure IX.6. Vue 3D de l'assemblage Poutre principale-solive

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 667
 Barres de la structure: 234, 394

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 360

Barre N°: 234

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_g = 360$ [mm] Hauteur de la section poutre principale

Profilé: IPE 360

$b_{fg} = 170$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale

$t_{wg} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale

$t_{fg} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale

$r_g = 18$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale

$A_p = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale

$I_{yp} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: S 235

$f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ug} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 200

Barre N°: 394

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 200$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_b = 100$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 28,48$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 1943,17$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ub} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé: CAE 80x8

$h_k = 80$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_k = 80$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fk} = 8$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_k = 10$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_k = 160$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 235

$f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR

Profilé: CAE 80x8

$h_k = 80$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_k = 80$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fk} = 8$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_k = 10$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

Matériau: S 235

$f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9		Classe du boulon
$d_0 = 18$	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 1,57$	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 2,01$	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa]	Résistance à la traction
$k = 1$		Nombre de colonnes des boulons
$w = 3$		Nombre de rangées des boulons
$e_1 = 30$	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 = 50$	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9		Classe du boulon
$d = 16$	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 = 18$	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 1,57$	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 2,01$	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa]	Résistance à la traction
$k = 1$		Nombre de colonnes des boulons
$w = 3$		Nombre de rangées des boulons
$e_1 = 30$	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 = 50$	[mm]	Entraxe

SOUDURES

$a_{td} = 5$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre principale

$a_{tbu} = 5$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

EFFORTS

$$C_{as} = 19 : ELU / 13 / 11 \cdot 0.90 + 58 \cdot 1.50 + 59 \cdot 1.50 + 1 \cdot 1.35 + 61 \cdot 1.35 + 62 \cdot 1.50 + 17 \cdot 1.35 + 66 \cdot 1.35 + 67 \cdot 1.50$$

$$N_{b,Ed} = -1,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort axial}$$

$$V_{b,Ed} = 31,54 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant}$$

$$M_{b,Ed} = 31,72 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Moment fléchissant}$$

RESULTATS

$$N_{w,Ed} = -0,40 \text{ [kN]} \quad \text{Effort axial dans l'âme} \quad N_{w,Ed} = (N_{b,Ed} \cdot A_w) / A_b$$

$$N_{fu,Ed} = -0,30 \text{ [kN]} \quad \text{Effort axial dans la semelle supérieure} \quad N_{fu,Ed} = (N_{b,Ed} \cdot A_f) / A_b$$

$$N_{fi,Ed} = -0,30 \text{ [kN]} \quad \text{Effort axial dans la semelle inférieure} \quad N_{fi,Ed} = (N_{b,Ed} \cdot A_f) / A_b$$

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**RESISTANCE DES BOULONS**

$$F_{v,Rd} = 62,8 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon} \quad F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = \frac{2,1}{9}$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,19 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = \frac{80,6}{9}$ [kN Résistance d'un boulon en pression diamétrale] $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = \frac{0,6}{8}$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,68 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = \frac{62,2}{9}$ [kN 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 cornière

Direction x

$k_{1x} = \frac{2,1}{9}$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,19 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,56$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,56 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = \frac{44,8}{3}$ [kN Résistance d'un boulon en pression diamétrale] $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = \frac{0,5}{6}$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,56 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 51,2$ [kN] Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$
 = 0] diamétrale M2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE
cisaillement des boulons

$e = 53$ [m] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la
 m] cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,83$ [kN * m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 5,26$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$
 tranchant

$F_{Mx} = 8,33$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$
 moment

$F_{x,E} = 8,33$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,E} = 5,26$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 9,85$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = 44,8$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 51,2$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|8,33| < 44,83$ **vérifié** (0,19)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|5,26| < 51,20$ **vérifié** (0,10)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $9,85 < 62,80$ **vérifié** (0,16)

Traction des boulons

$e = 59$ [m] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 93$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{t,Ed} = 9,24$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + (N_{b2,Ed} / 3) / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$9,24 < 113,04$	vérifié	(0,08)
--------------------------	-----------------	----------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 9,85$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,22 < 1,00$	vérifié	(0,22)
--	---------------	----------------	--------

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 125,60$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,19$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1 / d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1 / d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,19 > 0,00$	vérifié	
----------------	---------------	----------------	--

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
---------------------	---------------	----------------	--

$F_{b,Rd1x} = 56,48$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = \frac{0,6}{8}$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,68 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = \frac{43,6}{1}$ [kN Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$ diamétrale] M2

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = \frac{2,1}{9}$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,19 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,46$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,46 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = \frac{74,7}{1}$ [kN Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$ diamétrale] M2

Direction z

$k_{1z} = 2,19$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,19 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = \frac{0,5}{6}$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,56 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = \frac{89,6}{6}$ [kN Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$ diamétrale] M2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 59$	[m]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 1,8$ $= 6$	[kN *m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0,1$ $= 3$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{w,Ed} / n$
$F_{Vz} = 10,$ $= 51$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 18,$ $= 61$	[kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,0$ $= 0$	[kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,E} = 18,$ $d = 74$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,E} = 10,$ $d = 51$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 21,$ $= 49$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd} = 56,$ $x = 48$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rd} = 43,$ $z = 61$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 18,74 < 56,48$	vérifié	(0,33)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 10,51 < 43,61$	vérifié	(0,24)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$21,49 < 125,60$	vérifié	(0,17)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 1,28$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,80$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$A_{nt} = 1,28$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 110,69$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous
 $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |15,77| < 110,69 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

POUTRE

$A_{nt} = 2,58$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,88$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 116,87$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous
 $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |31,54| < 116,87 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,31$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,87$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,69 < 0,82$$

$W_{net} = 31,51$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 7,41$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion
 $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,93| < 7,41 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

$A_v = 12,80$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a \cdot t_{ra}$

$A_{v,net} = 8,48$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$A_v = 12,80 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a \cdot t_{fa}$

$V_{pl,Rd} = 173,67 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd}$ $|15,77| < 173,67$ **vérifié** (0,09)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 5,50 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 3,48 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,57 < 0,82$

$W_{net} = 34,4 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 8,09 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|1,86| < 8,09$ **vérifié** (0,23)

$A_v = 11,20 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 8,18 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 151,96 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$ $|31,54| < 151,96$ **vérifié** (0,21)

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LA POUTRE PRINCIPALE

$A_w = 13,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section des soudures

$\sigma_{\perp} = -86,42 \text{ [MPa]}$ Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR ET LA POUTRE PRINCIPALE

$A_w = 13,00$ [cm²] Aire de la section des soudures

$\tau_{\perp} = -86,42$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale $\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$

$\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa] Contrainte tangentielle $\tau_{\parallel} = V_{b,Ed}/A_w$

$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u$	$ -86,42 < 324,00$ vérifié (0,00)
---------------------------------------	---

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de résistance des soudures

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$172,83 < 360,00$ vérifié (0,48)
--	---

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 14,50$ [cm²] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = -158,88$ [kN] $F_{w,Ed} = N_{fl,Ed} - M_{b,Ed}/h_b$

$\tau_{\parallel} = -109,57$ [MPa] Contrainte tangentielle $\tau_{\parallel} = F_{w,Ed}/A_w$

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$ \tau_{\parallel} \leq f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$ -109,57 < 135,68$ vérifié (0,81)
--	--

REMARQUES

Longueur de la cornière est supérieure à la hauteur de l'âme de la poutre	160 [mm] > 159 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	12 [mm] < 12 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	12 [mm] < 12 [mm]
Hauteur de l'âme de la poutre principale trop faible	299 [mm] < 385 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	$0,53$
--	-------	--------

IX.11.7. l'assemblage au niveau du pied de poteau de plancher

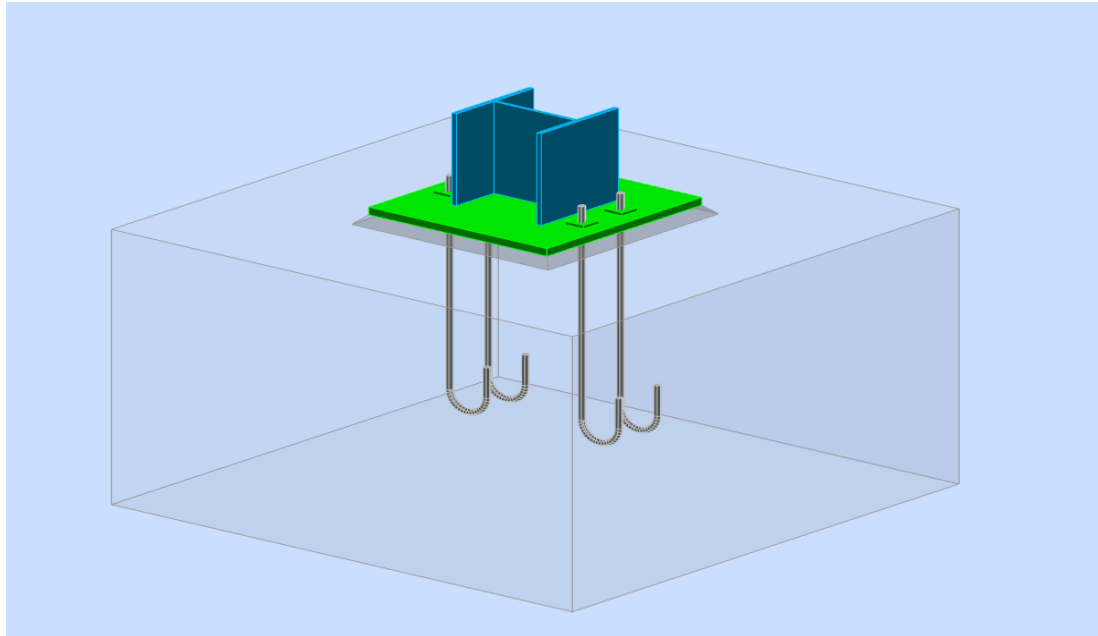


Figure IX.7. Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau de plancher

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	
		<p>Ratio 0,63</p>



GENERAL

Assemblage N°: 7

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 18

Barres de la structure: 14

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300

Barre N°: 14

$L_c = 6,00$ [m] Longueur du poteau

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

$L_c = 6,00$ [m] Longueur du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

$f_{uc} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 580$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 600$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 235

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 240,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 430$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$$L_1 = 60 \quad [\text{mm}]$$

$$L_2 = 640 \quad [\text{mm}]$$

$$L_3 = 120 \quad [\text{mm}]$$

$$L_4 = 100 \quad [\text{mm}]$$

Platine

$$l_{wd} = 60 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur}$$

$$b_{wd} = 60 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur}$$

$$t_{wd} = 10 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur}$$

BECHE

Profilé: IPE 100

$$l_w = 100 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur}$$

Matériau: S 235

$$f_{yw} = 235,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance}$$

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_C = 1,50 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

SEMELLE ISOLEE

$$L = 1500 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur de la semelle}$$

$$B = 1500 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur de la semelle}$$

$$H = 900 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la semelle}$$

Béton

Classe C20/25

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 5$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

EFFORTS

C
as
:
19: ELU /17/ $15*0.90 + 58*1.50 + 59*1.50 + 1*1.35 + 61*1.35$
 $+ 62*1.50 + 17*1.35 + 66*1.35 + 67*1.50$

$N_{j,Ed} = -481,61$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -2,86$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -6,69$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 15,60$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -8,54$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE**COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 13,3$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 22,4$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 47$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 107$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 393$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 422,49$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 3802,4$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

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

$F_{rd,u} = 1689,96$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

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

$f_{jd} = 26,67$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 1016,78$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 422,49$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 422,49$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

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

$F_{c,Rd,n} = 2711,41$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 1126,64$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 1126,64$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL = 2,00 Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = \frac{1383,4}{0}$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 325,10$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 276$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 1177,89$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = \frac{641,1}{8}$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = \frac{150,6}{8}$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 197$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 766,04$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

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

$N_{j,Rd} = 2711,41$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{c,Rd,y} = 1126,64$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{c,Rd,z} = 766,04$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

$$e_y = 32 \quad [\text{mm}] \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 138 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 215 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 59,10 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0,26 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

$$e_z = 18 \quad [\text{mm}] \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 98 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 75 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 23,03 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0,37 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,63 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,63)$$

CISAILLEMENT

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

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

$$\alpha_{d,y} = 1 \quad \begin{matrix} 3,4 \\ \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \end{matrix} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 0 \quad \begin{matrix} 1,0 \\ \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \end{matrix} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 0 \quad \begin{matrix} 2,5 \\ \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \end{matrix} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

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

$$F_{1,vb,Rd,y} = 360,0 \text{ [kN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise]} \quad [6.2.2.(7)]$$

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

$$\alpha_{d,z} = 1,1 / 4 \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 1,0 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,5 / 0 \text{ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

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

$$F_{1,vb,Rd,z} = 360,0 \text{ [kN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise]} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,37 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 400,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

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

$$F_{2,vb,Rd} = 37,0 \text{ [kN Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier]} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,0 / 0 \text{ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation} \quad [\text{CEB } 9.3.2.2]$$

$$M_{Rk,s} = 0,2 / 8 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad [\text{CEB } 9.3.2.2]$$

$$l_{sm} = 53 \text{ [mm]} \text{ Longueur du bras de levier} \quad [\text{CEB } 9.3.2.2]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 / 0 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad [\text{CEB } 3.2.3.2]$$

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

$$F_{v,Rd,sm} = \begin{matrix} 8,9 \\ 8 \end{matrix} \text{ [kN Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier] } \text{ CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 253,03 \text{ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \text{ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \text{ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]}$$

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

$$F_{v,Rd,cp} = 234,28 \text{ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

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

$$V_{Rk,c,y} = \begin{matrix} 1332, \\ 21 \end{matrix} \text{ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,47 \text{ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,y} = 1,04 \text{ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,y} = 0,86 \text{ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,y} = 1,00 \text{ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00 \text{ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,00 \text{ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \text{ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]}$$

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

$F_{v,Rd,c,y} = 258,66$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

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

$V_{Rk,c,z} = 940,05$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\Psi_{A,V,z} = 0,84$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\Psi_{h,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\Psi_{s,V,z} = 0,95$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\Psi_{ec,V,z} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\Psi_{\alpha,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\Psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

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

$F_{v,Rd,c,z} = 348,61$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 481,61$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

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

$F_{f,Rd} = 144,48$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

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

$F_{v,Rd,wg,y} = 186,67$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

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

$F_{v,Rd,wg,z} = 102,67$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

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

$V_{j,Rd,y} = 367,05$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
------------------------------------	---------------	----------------	--------

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

$V_{j,Rd,z} = 283,05$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
------------------------------------	---------------	----------------	--------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
--	---------------	----------------	--------

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 63,56$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 63,56$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{y||} = -0,48$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{z||} = -2,55$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,80$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,25 < 1,00$	vérifié	(0,25)
---	---------------	----------------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,35 < 1,00$	vérifié	(0,35)
--	---------------	----------------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,23 < 1,00$	vérifié	(0,23)
--	---------------	----------------	--------

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} = 107$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 393$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$$

$k_{13,y} = 23$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 251$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 64$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 6$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 235$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,50$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 184207,40$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 191766,75$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)}$$

$k_{13,z} = 23$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 290$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 64$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot I_{\text{eff}} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 7 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]}$$

$$L_b = 235 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]}$$

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,z} = 2 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]}$$

$$\lambda_{0,z} = 0,85 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,\text{ini},z} = 93559,48 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,\text{rig},z} = 66250,38 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{ini},z} \geq S_{j,\text{rig},z} \text{ RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE DU POTEAU EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,63
--	-------	------

CHAPITRE X
CALCUL DES FONDATIONS

X.1 Introduction :

On appelle fondation la base de l'ouvrage que se trouve en contact direct avec le terrain

D'assise, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en assurant la transmission de toutes les charges supportées par cet ouvrage d'une manière uniforme au sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation doit être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

X.1.2. Etude du sol

Dans l'étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude Géotechnique approfondie du sol et en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas, la contrainte admissible du sol est égale à « 2 bars ». (Rapport de sol)

X.1.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la super structure et des Caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain : La connaissance du terrain par sondage et définition des Caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, terrain très meuble.

Pour notre projet on opte pour des fondations superficielles de type « semelle isolées »

X.1.4. Différents types de fondations :

Les fondations peuvent être classées par rapport aux terrains suivant 03 types :

- Fondations superficielles ;
- Fondations semi profondes (puits) ;
- Fondations profondes (pieux).

X.1.5. Le choix de type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement les critères suivants :

- La valeur de la contrainte admissible du sol.
- La distance entre axes des poutres.

- La charge transmise au sol.
- La raison économique.

D'après le rapport géotechnique, on a les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est estimée à 2 bars.

X.2.calcul des bases des poteaux

X.2.1. Dimensionnement d'une plaque d'assise

- **Caractéristique géométrique de la section HEA300**

Avec :

$$H= 290 \text{ mm} ; b=300 \text{ mm} ; T_f= 14 \text{ mm} ; t_w= 8.5 \text{ mm} ; A= 113 \text{ cm}^2$$

$$i_z=7.49 \text{ cm} ; i_y=12.7 \text{ cm}$$

- **Les charges axiales de compression**

$$N_{sd}= 408.46 \text{ KN}$$

- **Donnée de base**

Plaque d'assise en acier S235 ; $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Fondation en béton de classe C₂₅ ; $F_y = 25 \text{ KN}$

Coefficient partiel de sécurité :

Béton : $\gamma_c=1.5$; $\gamma_{m2} = 1.25$; $\gamma_{m0}=1.1$

X.2.2.La résistance du béton à la compression

$$F_{cd} = \frac{\alpha \times f_{ck}}{\gamma_c}$$

- $\alpha = 0.85$ (donnée dans l'annexenationale)
- $\alpha = 1.15$
- $f_{cd} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ N/mm}^2$

X.3.Estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{c0} = \frac{1}{h \times b} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{290 \times 300} \left(\frac{408.46}{14.2} \right)^2 = 9510.495 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = 9510.495 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{408.46 \times 10^3}{14.2} = 28764.78 \text{ mm}^2$$

On prend le plus grand : $A_{c0} = 28764.78 \text{ mm}^2$

X.4. Choix de type de la plaque d'assise

Il est recommandé de choisir le type de plaque d'assise :

$A_{c0} > 0.95 \times h \times b_j$ adopté pour les plaques d'assise a projection détendu

$$A_{cor} = \frac{Nsd}{f_{cd}} = \frac{408.46 \times 10^3}{14.2} = 28764.78 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = 28764.78 \text{ mm}^2$$

$A_{cor} > 0.95 \times h \times bj$ adopté pour les plaque d'assise a projection courte

$$A_{Cor} = 28764.78 \text{ mm}^2$$

$$0.95 \times 290 \times 300 = 82650 \text{ mm}^2$$

$A_{Cor} < 0.95 \times h \times bj \longrightarrow$ une plaque à projection courts est satisfaisante

X.5. Détermination des dimensions en plan minimale requise d'assise

Les dimensions en plan finales de la plaque d'assise s'appuient sur les données suivantes

Dans notre cas ; On a une plaque d'assise à projection courte :

- $bp > bfc + 2(Tf) = 300 + 2(14) = 328 \text{ mm}$
- $hp > hc + 2(Tf) = 290 + 2(14) = 318 \text{ mm}$

On prend :

$$b = hp = 320 \text{ mm}^2 \quad \text{et} \quad a = bp = 330 \text{ mm}^2$$

Ce qui donne :

$$A_{c0} = hp \times bp = 320 \times 330 = 105600 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = hp \times bp = 105600 \text{ mm}^2 > A_{c0} = \frac{Nsd}{f_{cd}} = 28764.78 \text{ mm}^2$$

X.6. Caractéristiques des matériaux :

A- Béton :

- Contrainte limite du béton à L'ULU :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ Mpa}$$

γ_b : 1,5 situation courante

γ_b : 1,15 situation accidentelle

$\theta = 1$ Si : la durée d'exploitation est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ Si : la durée d'exploitation entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$ si : la durée d'exploitation est inférieure à 24h

➤ Contrainte limite du béton à L'ELS :

$$\sigma_b = 0,6f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

B- Acier :

➤ **Contrainte limite de l'acier à L'ELU :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$\gamma_b = 1,15$ situation courante

$\gamma_b = 1$ situation accidentelle

➤ **Contrainte limite de l'acier à L'ELS :**

$\sigma_{st} = f_e$ Si : la fissuration est peu nuisible

$\sigma_{st} = \min (2/3 f ; {}^{110}\sqrt{n \times f_{jt}})$ si : la fissuration est préjudiciable.

$\sigma_{st} = \min (1/2 f ; {}^{90}\sqrt{n \times f_{jt}})$ si : la fissuration est très préjudiciable.

On a : une fissuration préjudiciable

Donc :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ Mpa} ; {}^{110}\sqrt{n \times f_{jt}} = 201,63 \text{ Mpa})$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

X.7.Dimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau, les (autres poteaux doivent être calculés de la même manière).

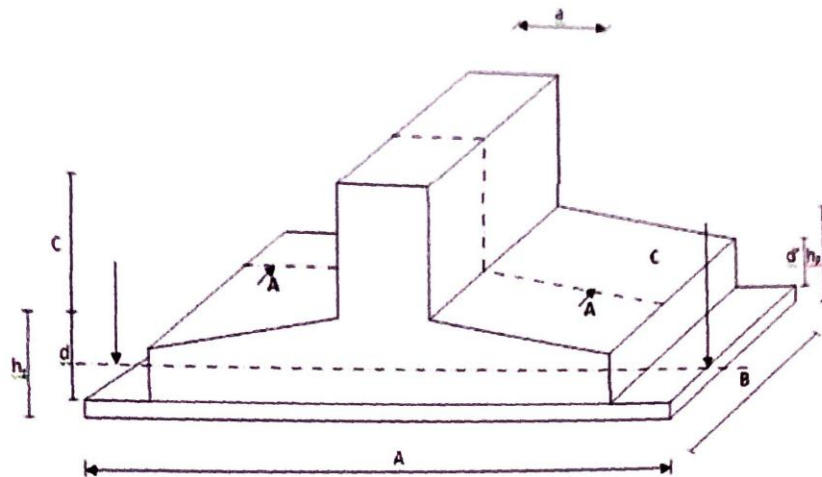


Figure X.1. Dimensionnement de la semelle

La semelle est soumise à :

- Un effort normal centré N .
- Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de de la section de béton seul à la base du poteau.

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :

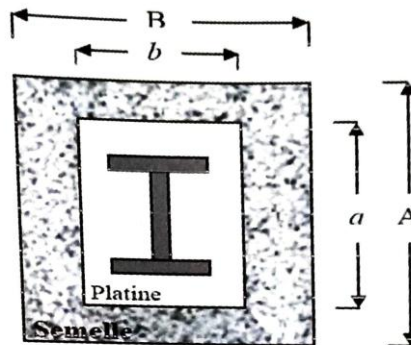


Figure X.2. Semelle isolée

3.1 Etude de semelle :

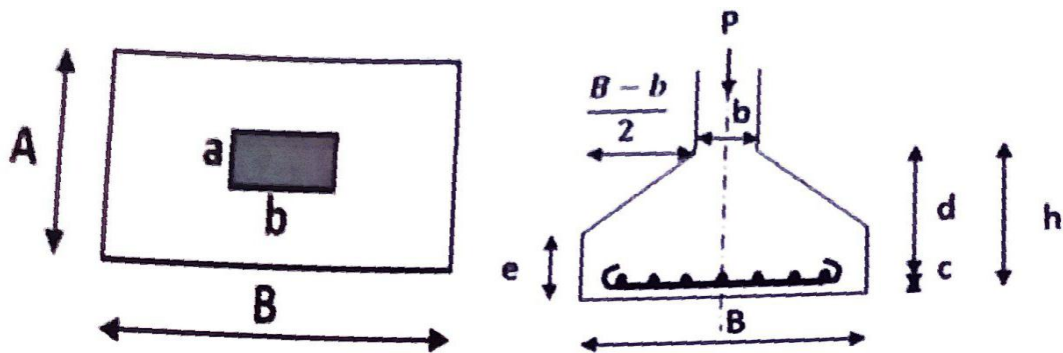


Figure X.3. Diagramme des contraintes agissent sur les fondations

X.7.1. Dimension de la fondation en béton a L'ELS :

- Charge axiale ultime de compression :

$$N_{sd} = 408.46 \text{ KN}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa} \text{ et } f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ daN/cm}^2 = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

X.7.1.1. Charge axiale de service de compression :

$$Y_{\text{moy}} = (Y_G + Y_M) / 2 = (1,35 + 1,5) / 2 = 1,425$$

$$N_{\text{sd}} = 408.46 / 1,425 = 286.63 \text{ KN}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{156.19}{1.425} = 109.60 \text{ KN.m}$$

On admet 10% de N_{sd} comme poids propre du bloc en béton

$$P_p = 286.63 \times 0.1 = 28.663 \text{ kN}$$

$$N = 286.63 + 28.663 = 315.293 \text{ KN}$$

$$N = \mathbf{315.293 \text{ KN}}$$

X.7.1.2. L'aire de la fondation en béton :

Aire : $\frac{\text{La charge axiale totale de service}}{\text{La contrainte admissible du sol}}$

$$A = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{315.293}{0.02} = 15764.65 \text{ cm}^2$$

$$A = 15764.65 \text{ cm}^2$$

On admet 25% additionnel du au moment :

$$A = A + 0.25 A$$

$$A = 15764.65 + 0.25 \times 15764.65 = 19705.81 \text{ cm}^2$$

X.7.1.3. Dimension de la fondation : L x B

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle de la platine

$$K = \frac{a}{b} = \frac{B}{L} = \frac{320}{330} = 0,96 \Rightarrow B = 0.96 L$$

$$\frac{B}{L} = \frac{320}{330} = 0.96$$

$$\frac{L}{B} = \frac{330}{320} = 1.06$$

$$S = L \times 0.9 \times L = 0.9 \times L^2$$

$$V = \frac{L}{2}$$

$$I = \frac{B \times L^3}{12} = \frac{(0.9) \times L^3}{12} = \frac{0.9 \times L^4}{12}$$

Remarque :

Vu que les dimensions de la fondation sont comparables, on opte pour une section carrée de 2.0 de coté

$$A = 2.0 \times 2.0 = 4.0 \text{ m}^2 = 40000 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ daN/cm}^2 = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$P = \frac{N}{A} = \frac{315.293}{40000} = 0.078 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,078 \text{ KN/cm}^2 > 0,020 \text{ KN/cm}^2$$

Hauteur de la semelle :

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L-a}{4} = \frac{160-30}{4} = 32.5 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{160-32}{4} = 32 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ soit : } h = 32.5 \text{ cm}$$

On prend : $h=40 \text{ cm}$

On prend $h=40 \text{ cm}$ valeur plus pratique pour plus de sécurité et pour éviter le poinçonnement

$$d = h - c - \Phi/2 = 40 - 5 - 1,6/2 = 34.2 \text{ cm}$$

On admet l'enrobage de 50mm et des armatures de HA16 (16 mm de diamètre)

X.7.1.4. Effort normal a la base de la semelle

On a le poids propre de la semelle :

$$P_p = (2500 \times 1.6 \times 1.6 \times 0.4) = 2560 \text{ Kg}$$

$$P_p = 2560 \text{ Kg} \longrightarrow p_p = 25.6 \text{ KN}$$

$$N = N + P_p = 286.63 + 25.60 = 312.23 \text{ KN}$$

$$N = 312.23 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{109.60 \times 10^2}{312.23} = 35.10 \text{ cm}$$

- $\frac{L}{6} = \frac{160}{6} = 26.66 \text{ cm}$

$$e = 35.10 \text{ cm} > \frac{l}{6} = 26.66 \text{ cm}$$

$$e > \frac{L}{6} \quad \longrightarrow$$

- $e < \frac{L}{6} \longrightarrow L > 6 \times e$

$$L > 6 \times e = 6 \times 35.10 = 210.6 \text{ cm}$$

On prend : $L = 215 \text{ cm}$ et $B = 0.93 \times$

$$L \times = 0.93 \times 215 = 199.95 \text{ cm} \text{ Soit } B = 200 \text{ cm}$$

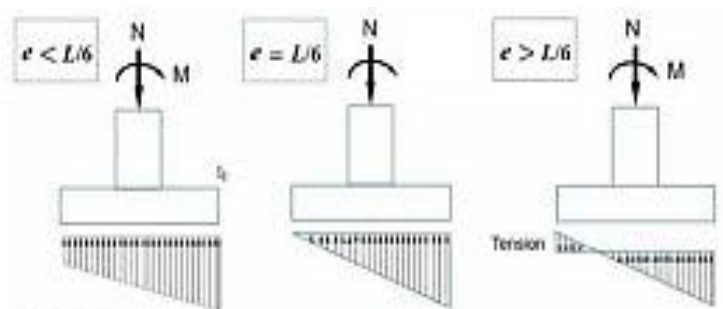
X.7.1.5. Le poids propre du massif de fondation est :

$$P_p = 2500 \times 2.15 \times 2 \times 0.4 = 4300 \text{ kg}$$

$$P_p = 4300 \text{ kg} = 43 \text{ kN}$$

$$N = N + P_p = 286.63 + 43 = 329.63 \text{ kN}$$

$$e = \frac{109.60 \times 10^2}{329.63} = 33.24 \text{ cm}$$



$$L/6 = \frac{215}{6} = 35.83 \text{ cm}$$

$$e = 33.24 \text{ cm} < L/6 = 35.83 \text{ cm}$$

La répartition du diagramme est trapézoïdale

X.8. Calculs des pressions sous la fondation à L'ELU :

$$M_{sd} = 156.19 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 408.46 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 408.46 \times 1.35 \times P_p = 408.46 \times 1.35 \times 43 = 237.11 \text{ KN}$$

$$P_{1,2} = \frac{N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sd} \times y}{I} = \frac{N_{sd}}{B \times L} \pm \frac{6 \times M_{sd}}{B \times L^2}$$

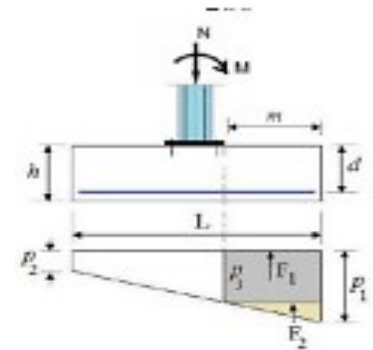
$$P_1 = \frac{237.11}{200 \times 215} + \frac{156.19 \times 6}{200 \times 215^2} = 0.00561 \text{ KN/m}^2$$

$$P_2 = \frac{237.11}{200 \times 215} - \frac{156.19 \times 6}{200 \times 215^2} = 0.00541 \text{ kN}$$

$$P_3 = p_2 + (p_1 - p_2) \times \frac{m-a}{L}$$

$$P_3 = 0.00541 + (0.00561 - 0.00541) \times \frac{91.5}{215} = 0.00525 \text{ kN/cm}^2$$

$$m = \frac{L-a}{2} = \frac{215-32}{2} = 92 \text{ cm}$$



X.9. Calcul des armatures dans la direction du moment

X.9.1. Calcul du moment fléchissant au niveau de la section dangereuse (au nu de la plaque d'assise ou bien du poteau en béton s'il existe) :

$$L = 215 \quad ; \quad B = 200 \quad ; \quad m = 92 \text{ cm}$$

$$F_1 = P_3 \times m \times B = 0.00525 \times 92 \times 200 = 96.6 \text{ KN}$$

$$F_1 = 96.6 \text{ KN}$$

$$F_2 = 0.5 \times (P_1 - P_3) \times m \times B = 0.5 \times (0.00561 - 0.00525) \times 92 \times 200$$

$$F_2 = 3.31 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = F_1 \left(\frac{m}{2}\right) + F_2 \times \left(\frac{2 \cdot m}{3}\right) = 96.6 \times \left(\frac{92}{2}\right) + 3.31 \times \left(\frac{2 \times 92}{3}\right) = 4748.12 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} = 474.81 \text{ KN.m}$$

On assure de 16 mm et l'enrobage de 50 mm

$$K = \frac{M_{sd}}{F_{ck} \times b \times d^2} = \frac{474.81 \times 81 \times 10^2}{25 \times 2000 \times 342^2} = 0.081$$

$$K = 0.081 < \rho 1.15 \quad (\text{pas d'armature comprimée})$$

$$Z = d \times \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{k}{1.134}}\right) = 342 \times \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.008118}{1.134}}\right) = 339.53 \text{ mm}$$

$$Z = 339.53 \text{ mm}$$

$$0.96 \times 342 = 324.9 \text{ mm}$$

$$Z = 339.53 \text{ mm} > 0.96 d = 324.9 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } Fy.d = \frac{fy}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa} = 347.8 \text{ KN/mm}^2$$

$$\text{Dou : } As = \frac{Msd}{fy.d \times Z} = \frac{474.81 \times 10^6}{347.8 \times 339.53} = 402.79 \text{ mm}^2 \longrightarrow As = 402.79 \text{ mm}^2$$

X.9.2. Section minimale des armatures principales :

$$\text{On a : } fctm = 0.30 \times fck^{2/3} = 0.30 \times 25^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

$$Amin = 0.26 \times \frac{fctm}{fyk} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.6}{400} \times 2000 \times 342$$

$$Amin = 1155.96 \text{ mm}^2$$

$$Amin = 1155.96 \text{ mm}^2 > As = 402.79 \text{ mm}^2$$

$$Nb = \frac{1155.96}{201} = 5.75$$

X.9.3. Calcul des armatures dans la direction transversale

$$P = \frac{Nsd}{B \times L} = \frac{408.46}{200 \times 215} = 0.0949 \text{ KN/cm}^2$$

$$m = \frac{B-b}{2} = \frac{200-30}{2} = 85 \text{ cm}$$

$$F = p \times m \times L = 0.0949 \times 85 \times 215 = 173.42 \text{ KN}$$

$$Msd = F \times \left(\frac{m}{2}\right) = 173.42 \times \left(\frac{85}{2}\right) = 7370.35 \text{ KN.m}$$

$$Msd = 737.035 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{Msd}{fck \times b \times d^2} = \frac{737.035 \times 10^6}{25 \times 2000 \times 342^2} = 0.126$$

$$0.126 < 0.156 \quad (\text{pas d'armature comprimée})$$

On a :

$$Z = d \times \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{k}{1.134}}\right) = 342 \times \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.126}{1.134}}\right) = 298.45 \text{ mm}$$

$$Z = 298.45 \text{ mm}$$

$$0.95 \times d = 0.95 \times 342 = 324.9 \text{ mm}$$

$$0.95 \times d = 324.9 \text{ mm} > z = 298.45 \text{ mm}$$

Avec :

$$Fy.d = \frac{fy}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ Mpa} = 347.8 \text{ KN/mm}^2$$

D'où :

$$As = \frac{Msd}{fy.d \times z} = \frac{737.035 \times 10^6}{347.8 \times 298.45} = 710.046 \text{ mm}^2$$

X.9.4. Section minimale des armatures principales

$$F_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^2 = 0.30 \times 25^2 = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

F_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance du béton à la traction Diamètre d'un HA16= 201 mm

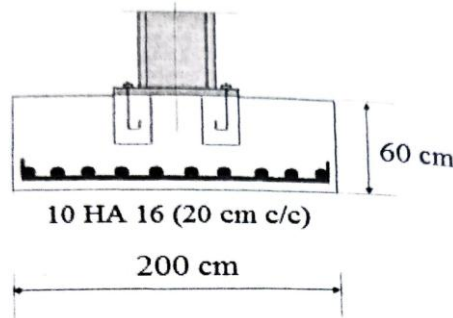
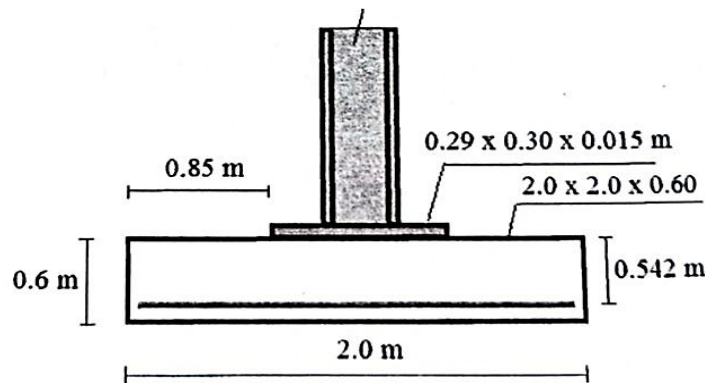
$$A_{min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0.26 \times \frac{2.6}{400} \times 2000 \times 342$$

$$A_{min} = 1155.96 \text{ mm}^2 > A_s = 710.046 \text{ mm}^2$$

$$NB = \frac{1155.96}{201} = 5.75 \quad \text{donc On prend 6 HEA 16}$$

$$HEA16 = 201 \text{ mm}^2$$

$$6HEA16 \longrightarrow A = 2010 \text{ mm}^2$$



X.10. Vérification au cisaillement :

La section dangereuse vis-à-vis du cisaillement est située à la distance d la plaque d'assise.

- L'effort tranchant de calcul dans la section cisailée :

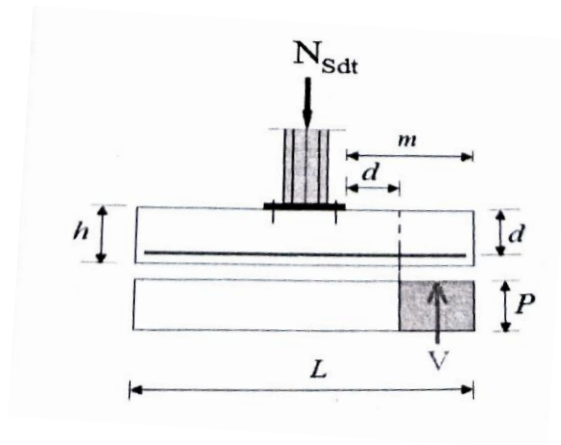
$$V_{sd} = \frac{(p_1 + p_3)}{2} \times (m - d) = \frac{0.00561 + 0.00525}{2} \times (92 - 34.2) \times 200$$

$$V_{sd} = 62.77 \text{ KN}$$

La contrainte de cisaillement correspondante

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{B \times d} = \frac{62.77 \times 10^3}{2000 \times 34.2} = 0,9$$

$$v_{sd} = 0,9 \text{ N/mm}^2$$



La contrainte de cisaillement résistance :

$$v_{rd.c} = [0,12K \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3}]$$

$$K = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{\frac{200}{342}} = 1.76$$

Le pourcentage d'armature dans la section :

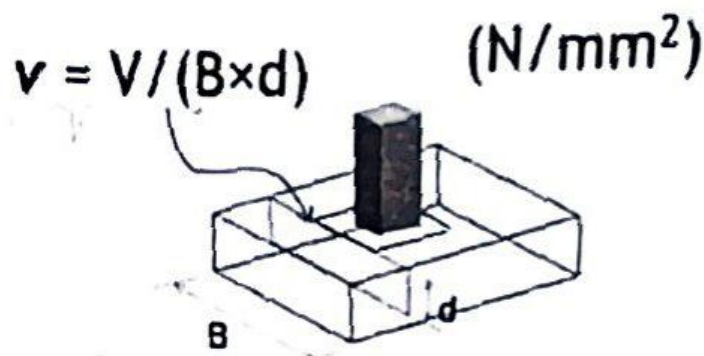
$$\rho = \frac{A_s}{B \cdot d} = \frac{710.046}{2000 \times 342} = 1.03 \times 10^{-3} = 0,0103 \text{ mm}^2$$

$$v_{rd.c} = [0,12K \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3}]$$

$$v_{rd.c} = (0.12 \times 1.76 \times (100 \times 1.03 \times 10^{-3} \times 25))^{1/3}$$

$$v_{rd.c} = 0.289 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{sd} = 0,9 \text{ N/mm}^2 < v_{rd.c} = 0,289 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}$$



X.10.1. Vérification au poinçonnement :

La fondation peut être poinçonnée par la plaque d'assise

La section critique de poinçonnement est située à 1,5d de plaque d'assise.

$$P = \frac{N_{sd}}{B \times l} = \frac{315.93}{200 \times 215} = 0.0734 \text{ kN/cm}^2$$

- La surface hachurée :

$$S = B \times L - (3d + b_p)(3d + h_p)$$

$$S = [200 \times 215 - (3 \times 34.2) + 32 + (3 \times 34.2 + 30)]$$

$$S = 2515.204 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{poinçonnement}} = \rho \times S = 0,0734 \times 2515.204$$

$$V_{\text{poinçonnement}} = 183.60 \text{ KN}$$

X.10.2. La surface cisillée :

$$S' = d \times 2(3 \times d + a + 3 \times d + b)$$

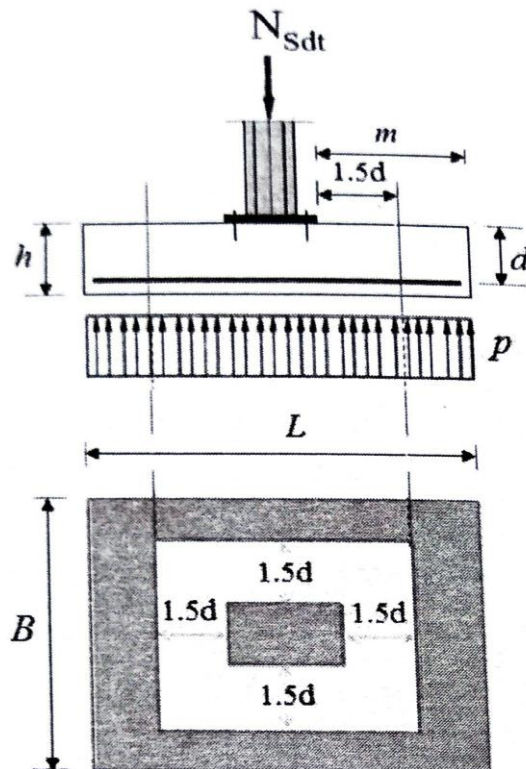
$$S' = 0.342 \times 2(3 \times 0.342) + 0.32 + (3 \times 0.342) + 0.30$$

$$S' = 1.82 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{v_{\text{poinçonnement}}}{S'} = \frac{183.60 \times 10^3}{1.82 \times 10^6} = 0.1 \text{ N/mm}^2$$

$$V_p = 100.87 \times 10^{-3} = 0.100 \text{ N/mm}^2$$

$$V_p = 0.100 \text{ N/mm}^2 < V_{rd.c} = 0.289 \text{ N/mm}^2$$



Conclusion générale

Conclusion générale

En génie civil, l'ingénieur conçoit des édifices tout en garantissant leur bon fonctionnement avec le respectant des règles en vigueur, il doit tenir en compte des critères : sécuritaire, économique et architectural. Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, il nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique.

L'ouvrage réalisé est un hangar (R+1) en construction métallique à usage commerciale, ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir et d'approfondir nos connaissances afin d'obtenir un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens. En passant par les étapes suivantes :

- Pré dimensionnement et le dimensionnement des différents organes constituant cet ouvrage suivant les règles mises au point par les différents règlements de calcul ;
- Faire le calcul tridimensionnel et dynamique avec différents logiciels de calcul tel que « ROBOT » ; « TEKLA » et bien d'autre ;
- Les vérifications des éléments porteurs face aux différents phénomènes d'instabilités conformément aux règlements en vigueur. Par ailleurs, au cours de cette étude nous sommes parvenu à certaines conclusions :
 - L'utilisation des logiciels de calcul est primordiale dans une étude d'un projet, du fait qu'il facilite les calculs, donne une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps ;
 - La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures ;
 - L'acier est l'élément phare des futures constructions, de par sa capacité portante, sa légèreté, sa malléabilité rendant les possibilités de construction plus vaste.

Malgré les entraves rencontrées tout au long de ce projet, nous avons utilisé toutes les possibilités pour présenter une étude bien détaillée et rendre ce travail à l'abri des erreurs possibles car toute œuvre humaine n'est jamais parfaite et nul n'est omniscient. Au final de ce projet constitue une première expérience dans ce vaste domaine, ce qui nous permet de faire nos premiers pas dans notre future vie professionnelle.

Bibliographie

- 1 DTR C 2-4.7 : « Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV2013) » Centre National d'Étude et de Recherche Intégrés du Bâtiment ;
2. DTR B.C 2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
3. EUROCODE 3 : « Calcul des structures métalliques et document d'application nationale » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
4. EUROCODE 4 : « Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
5. DTR B.C 2.44 : « Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier (CCM97) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
6. DTR B.C 2.48 : « Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
- 7- DAHMANI Lahlou, « Calcul pratique des éléments de construction métallique », 1er édition 2021
- 8- Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008

Annexes

ANNEXE 1

Tableau 1. Choix des courbes de flambement pour les sections transversales. (Table 6.2, EN 19911)

Section transversale		Limites	Flamb ^t selon l'axe	Courbe de flamb ^t	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Section en I laminées		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a	α_0
			z-z	b	α_0
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	a
			z-z	c	a
$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	a		
	z-z	c	a		
$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	d	c		
Sections en I soudées		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	b	b
		z-z	c	c	
$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	c	c		
	z-z	d	d		
Sections creuses		Finies à chaud	Quelconque	a	α_0
		Formées à froid	Quelconque	c	c
Sections en caisson soudées		En général (sauf comme indiqué ci-dessous)	Quelconque	b	b
		Soud. épaisses : $a > 0,5 t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Quelconque	c	c
Sections en U, T et pleines			Quelconque	c	c

ANNEXE1(suite)

Tableau 2. Courbes de flambement des sections pour déversement

Sections	Limites	Courbe de flambement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I Soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	---	d

Tableau 3. Valeurs recommandées des coefficients d'imperfection pour le flambement et déversement

Courbe de flambement	a	b	c	d
Coefficients d'imperfection α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

ANNEXE2

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe « a » [L. DAHMANI, 3eme édition 2023]

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

ANNEXE2(suite)

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe « b » [L. DAHMANI, 3eme édition 2023]

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

ANNEXE 2 (suite)

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe « c » [L. DAHMANI, 3eme édition 2023]

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

ANNEXE 2 (suite)

Valeurs du coefficient de flambement λ de la courbe « d » [L. DAHMANI, 3eme édition 2023]

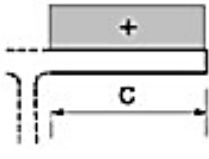
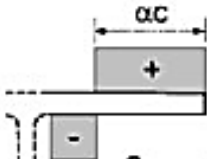
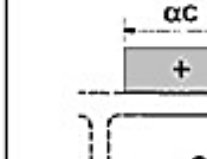
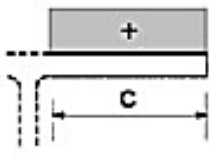
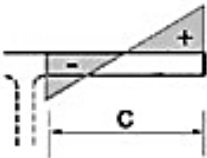
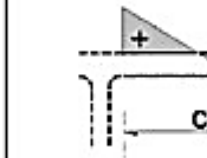
λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9921	0,9843	0,9765	0,9688	0,9611	0,9535	0,9459	0,9384	0,9309
0,3	0,9235	0,9160	0,9086	0,9013	0,8939	0,8866	0,8793	0,8721	0,8648	0,8576
0,4	0,8504	0,8432	0,8360	0,8289	0,8218	0,8146	0,8075	0,8005	0,7934	0,7864
0,5	0,7793	0,7723	0,7653	0,7583	0,7514	0,7444	0,7375	0,7306	0,7237	0,7169
0,6	0,7100	0,7032	0,6964	0,6897	0,6829	0,6762	0,6695	0,6629	0,6563	0,6497
0,7	0,6431	0,6366	0,6301	0,6237	0,6173	0,6109	0,6046	0,5983	0,5921	0,5859
0,8	0,5797	0,5736	0,5675	0,5615	0,5556	0,5496	0,5438	0,5379	0,5322	0,5265
0,9	0,5208	0,5152	0,5096	0,5041	0,4987	0,4933	0,4879	0,4826	0,4774	0,4722
1,0	0,4671	0,4620	0,4570	0,4521	0,4472	0,4423	0,4375	0,4328	0,4281	0,4235
1,1	0,4189	0,4144	0,4099	0,4055	0,4012	0,3969	0,3926	0,3884	0,3843	0,3802
1,2	0,3762	0,3722	0,3683	0,3644	0,3605	0,3568	0,3530	0,3493	0,3457	0,3421
1,3	0,3385	0,3350	0,3316	0,3282	0,3248	0,3215	0,3182	0,3150	0,3118	0,3086
1,4	0,3055	0,3024	0,2994	0,2964	0,2935	0,2906	0,2877	0,2849	0,2821	0,2793
1,5	0,2766	0,2739	0,2712	0,2686	0,2660	0,2635	0,2609	0,2585	0,2560	0,2536
1,6	0,2512	0,2488	0,2465	0,2442	0,2419	0,2397	0,2375	0,2353	0,2331	0,2310
1,7	0,2289	0,2268	0,2248	0,2228	0,2208	0,2188	0,2168	0,2149	0,2130	0,2112
1,8	0,2093	0,2075	0,2057	0,2039	0,2021	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
1,9	0,1920	0,1904	0,1888	0,1872	0,1856	0,1841	0,1826	0,1810	0,1796	0,1781
2,0	0,1766	0,1752	0,1738	0,1724	0,1710	0,1696	0,1683	0,1669	0,1656	0,1643
2,1	0,1630	0,1617	0,1604	0,1592	0,1580	0,1567	0,1555	0,1543	0,1532	0,1520
2,2	0,1508	0,1497	0,1486	0,1474	0,1463	0,1452	0,1442	0,1431	0,1420	0,1410
2,3	0,1399	0,1389	0,1379	0,1369	0,1359	0,1349	0,1340	0,1330	0,1320	0,1311
2,4	0,1302	0,1292	0,1283	0,1274	0,1265	0,1257	0,1248	0,1239	0,1231	0,1222
2,5	0,1214	0,1205	0,1197	0,1189	0,1181	0,1173	0,1165	0,1157	0,1149	0,1142
2,6	0,1134	0,1127	0,1119	0,1112	0,1104	0,1097	0,1090	0,1083	0,1076	0,1069
2,7	0,1062	0,1055	0,1048	0,1042	0,1035	0,1029	0,1022	0,1016	0,1009	0,1003
2,8	0,0997	0,0990	0,0984	0,0978	0,0972	0,0966	0,0960	0,0954	0,0948	0,0943
2,9	0,0937	0,0931	0,0926	0,0920	0,0914	0,0909	0,0904	0,0898	0,0893	0,0888
3,0	0,0882	0,0877	0,0872	0,0867	0,0862	0,0857	0,0852	0,0847	0,0842	0,0837

ANNEXE3

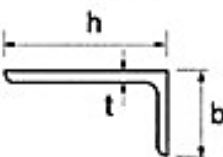
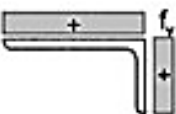

Classe des sections

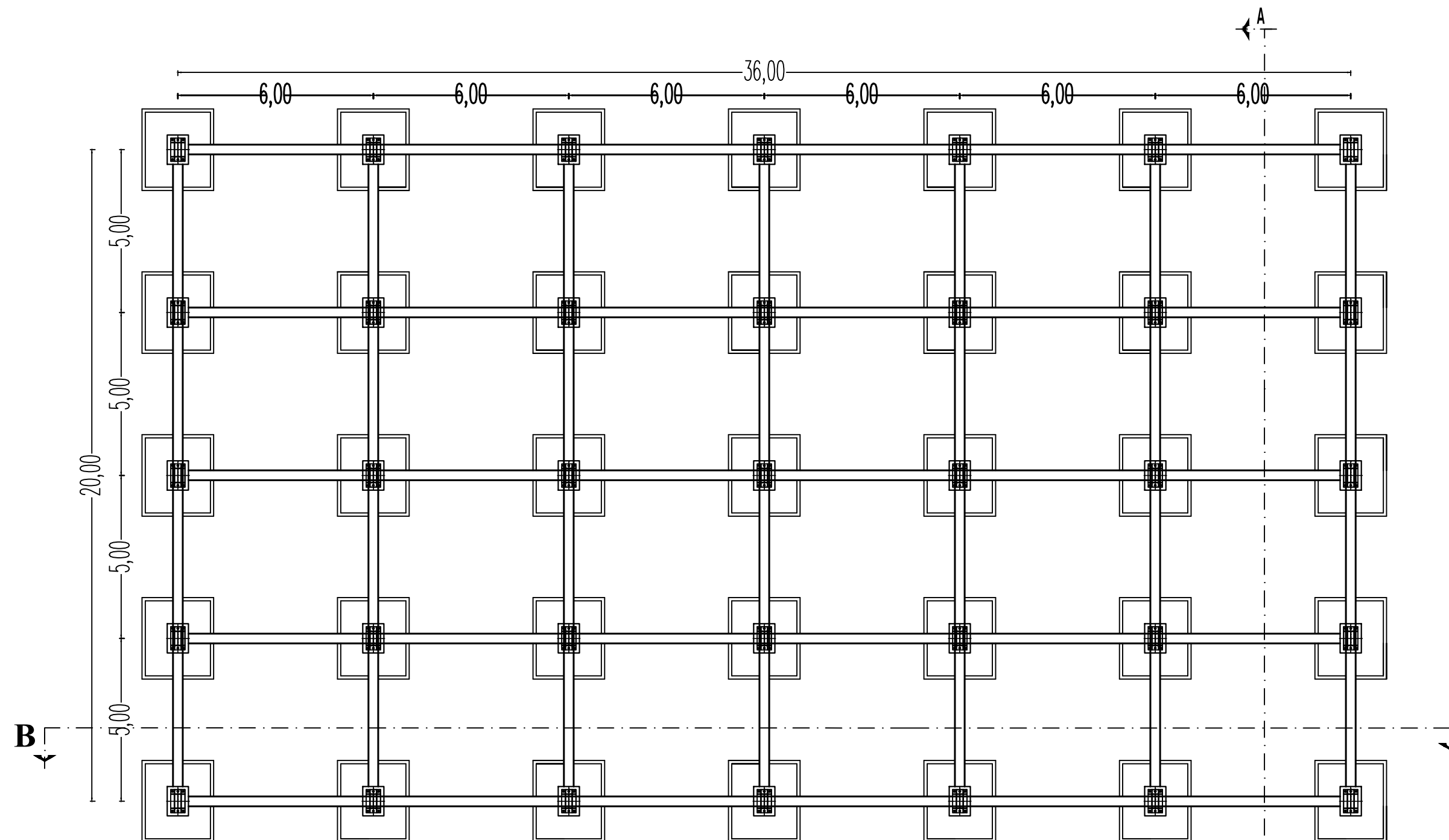
Pareils comprimés internes			
Classe	Pareil fléchi	Pareil comprimé	Pareil fléchi et comprimé
Distribution des contraintes dans les pareils (compression positive)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 39\epsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha-1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$
Distribution des contraintes dans les pareils (compression positive)			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	lorsque $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$

ANNEXE 3 (suite)

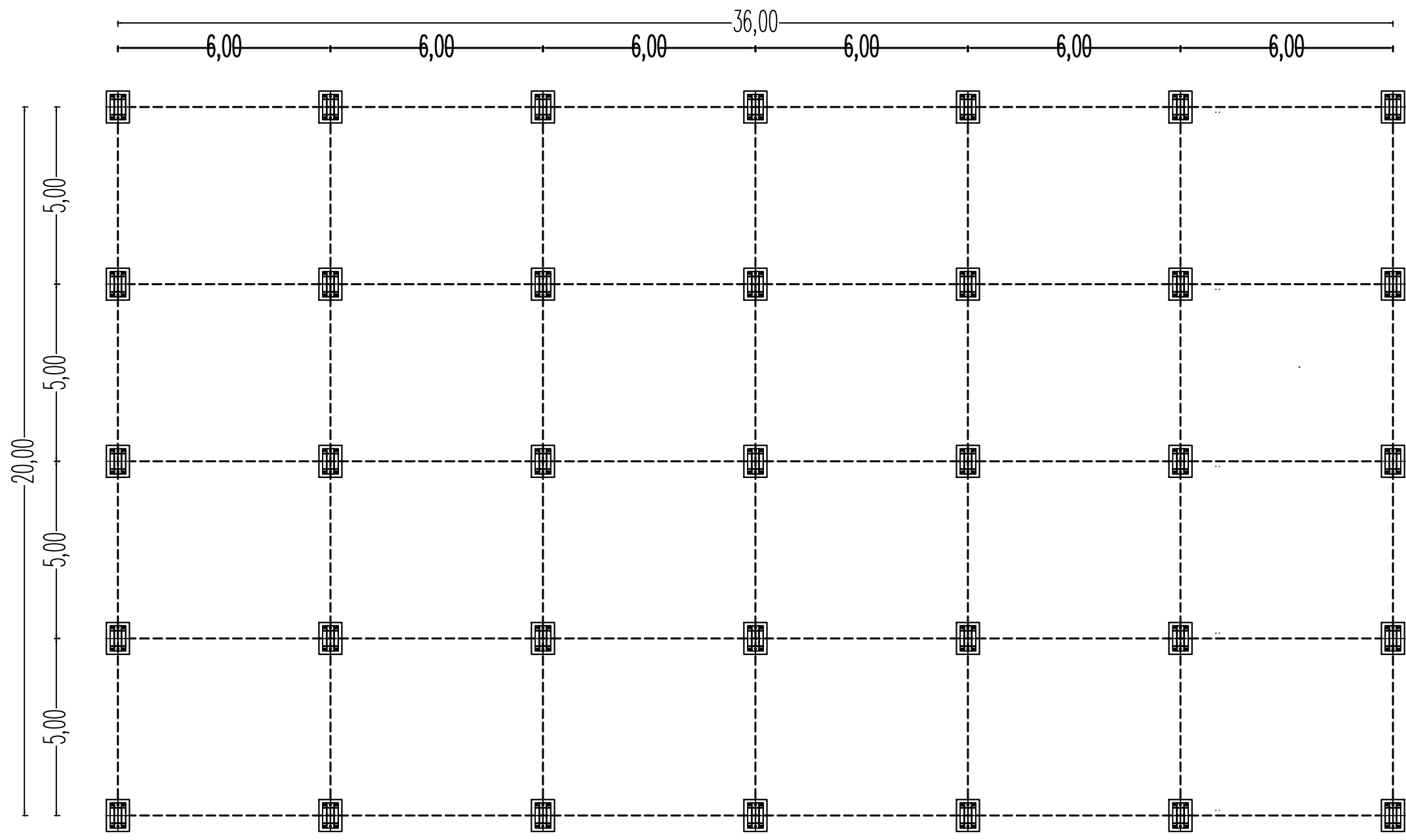
Semelles en console			
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée	
		Extrémité comprimée	Extrémité tendue
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)			
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ , voir l'EN 1993-1-5	

ANNEXE 3 (suite)

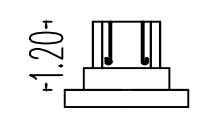
Cornières						
Consulter également -Semelles en console- (voir feuille 2 sur 3)		Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants				
Classe	Section comprimée					
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ et $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sections tubulaires						
						
Classe	Section fléchie et/ou comprimée					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTE : Pour $d/t > 90\epsilon^2$, voir EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

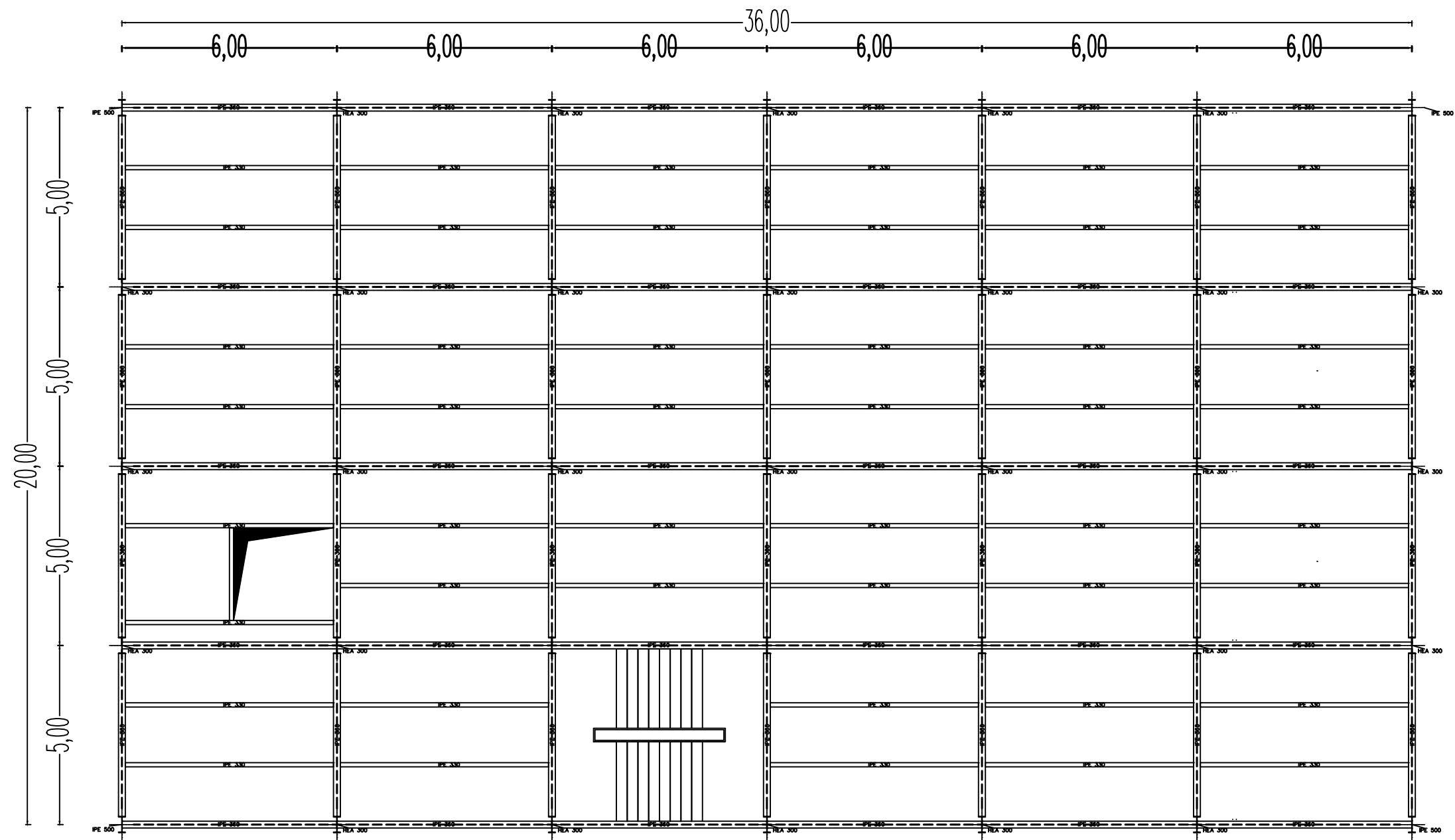


~ **PLAN DE FONDATIONS** ~ [ech:1/100]

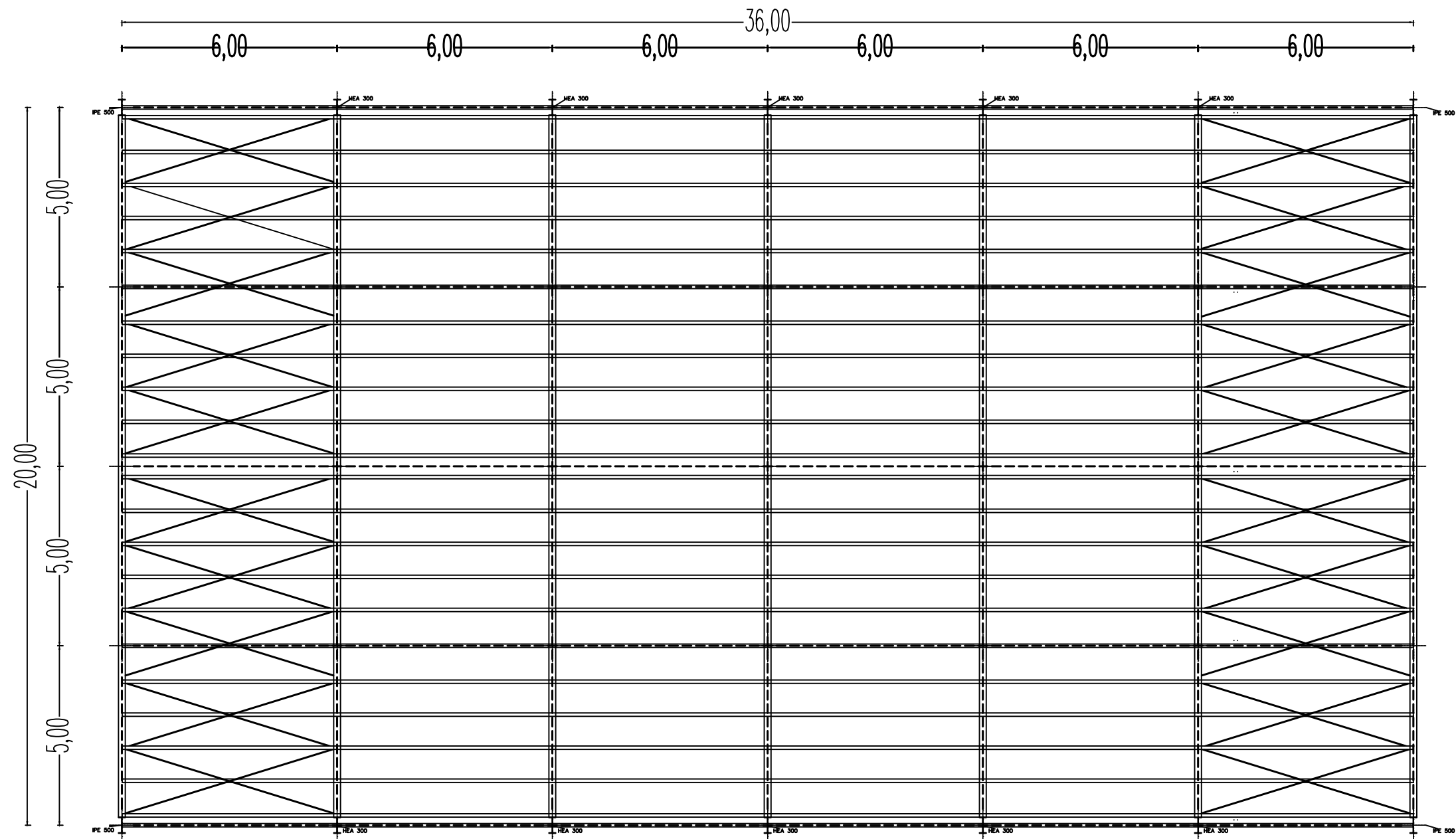


~ **PLAN D'IMPLANTATION** ~ [ech:1/100]

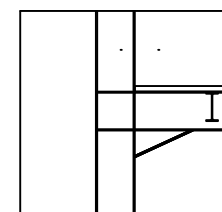
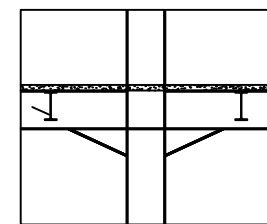
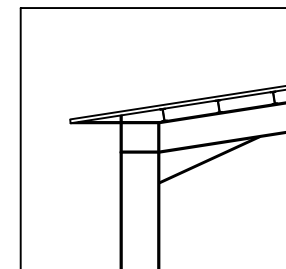
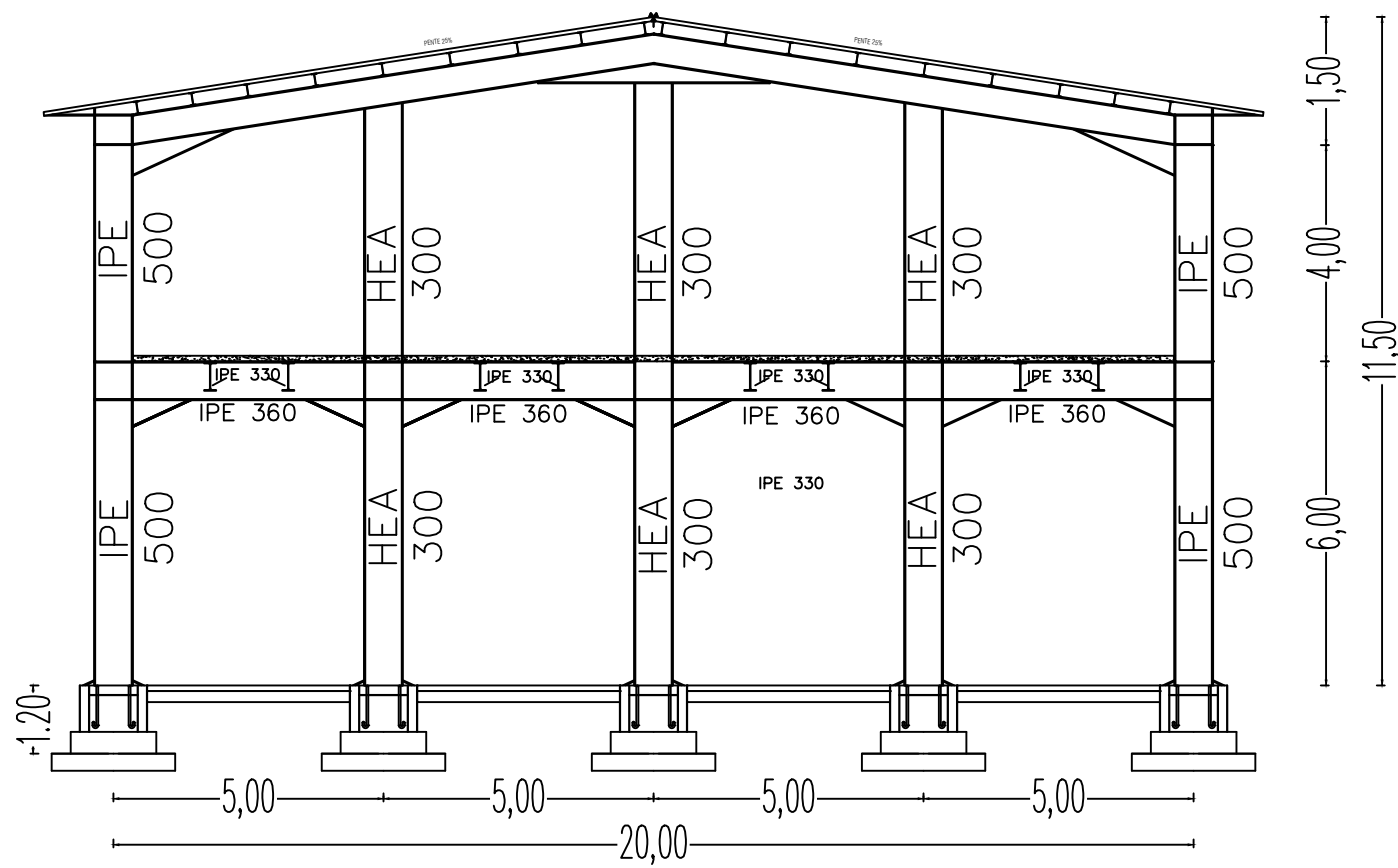




~ PLAN PLANCHER NIVEAU +6.00 ~ [ech:1/100]

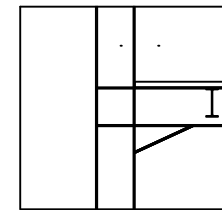
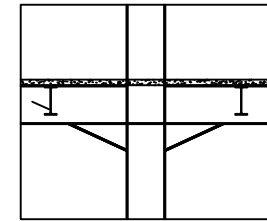
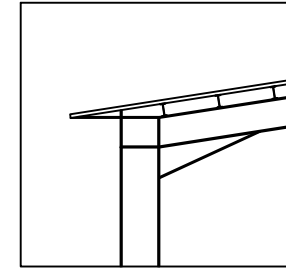
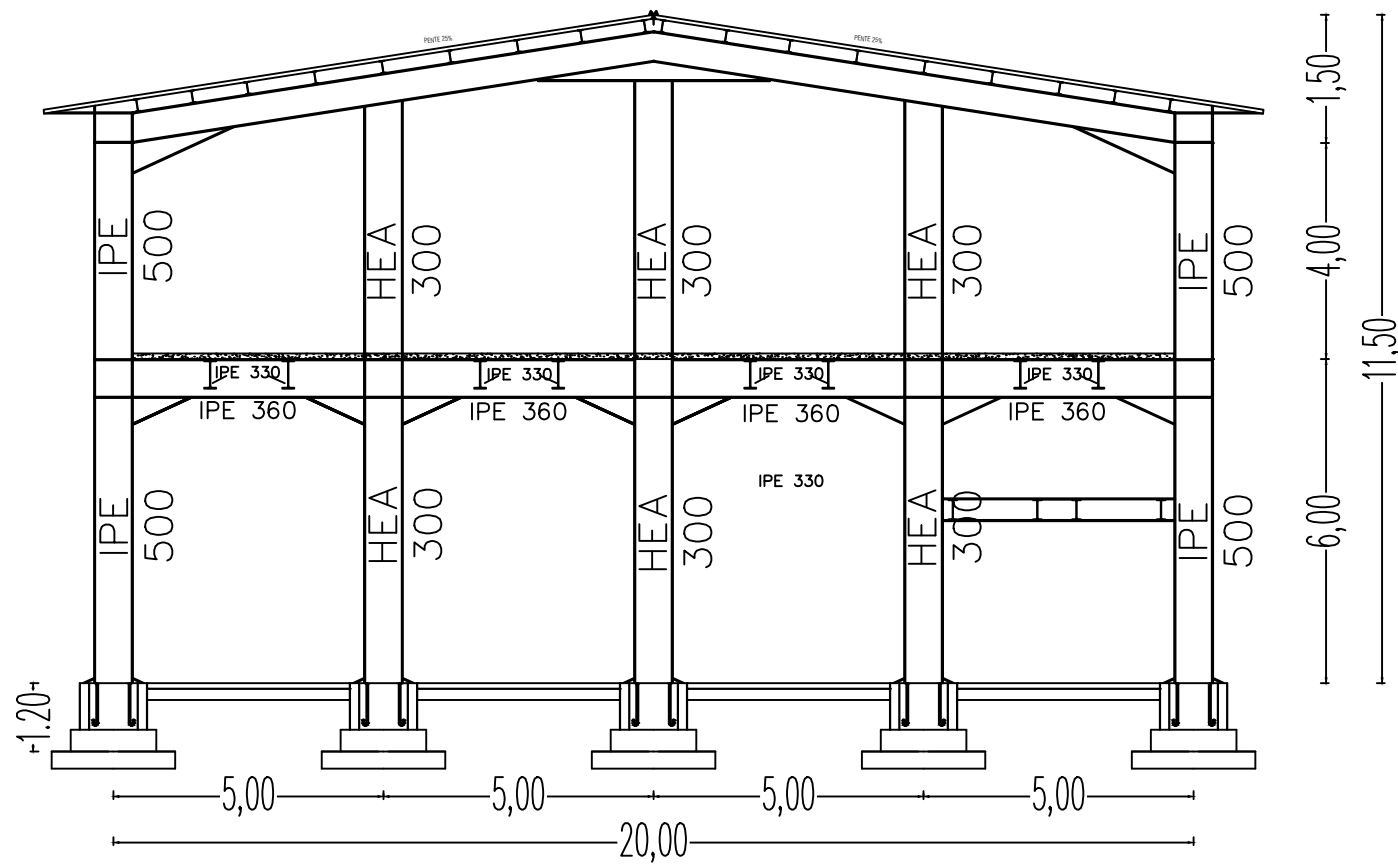


~ PLAN BARDAGE SOUS TOITURE

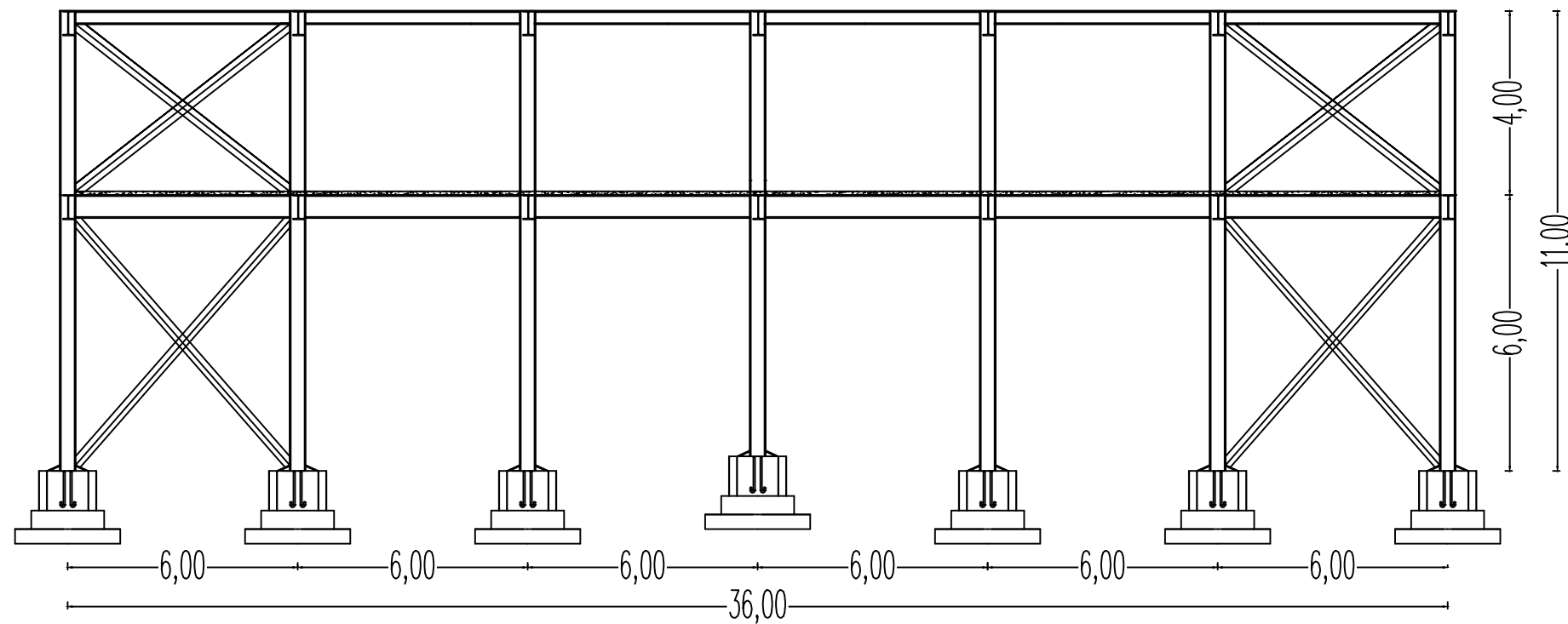


PLAN PORTIQUE PIGNON AXE 1

ech: 1/100

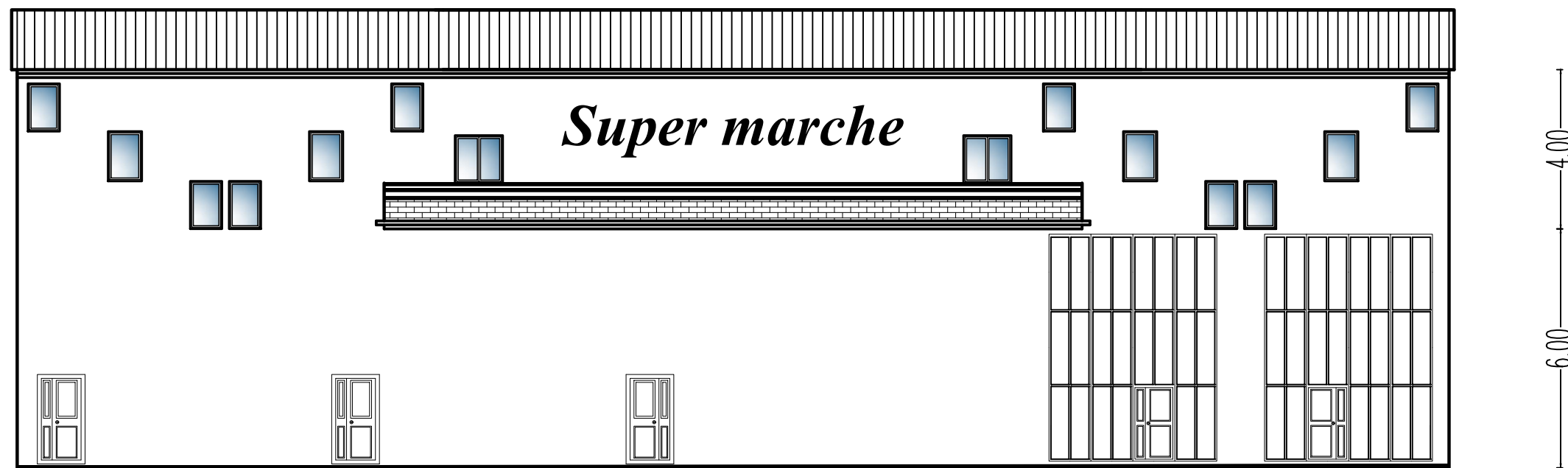


PLAN PORTIQUE PIGNON AXE 3
ech: 1/100



PLAN LONGPAN AXE D

ech: 1/100



PLAN FAÇADE PRINCIPALE

ech: 1/100