

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieure Et De La Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou
Faculté Du Génie De la Construction
Département De Génie Civil.

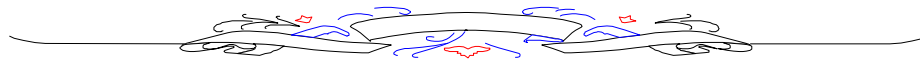


Mémoire

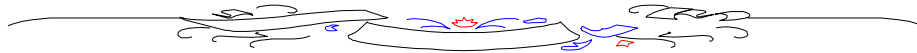
Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil

Option : Construction métallique

Thème



Calcul d'une superstructure en construction métallique D'une piscine semi-olympique



Présenté par :

Mr. TEBAKH AREZKI

Mr. SOUICI MASSINISSA

Examineurs :

Mr. ILLOULI

Mr. DAHMANI

Promoteur :

Mr. BOUDJEMIA

Années 2020/2021

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Au Dieu le tout puissant et miséricordieux pour sa grâce et pour les opportunités offertes, le courage et la volonté jusqu'à l'aboutissement de ce projet.

A nos chers parents, pour tout ce qu'ils nous ont offert, leur patience et leur sacrifices.

A nos frères et sœurs qui étaient toujours là pour nous et nous ont épaulés jusqu'à maintenant.

Nos remerciements vont en particulier à notre promoteur Mr. BOUJEMIA, qui nous a dirigés, conseillé et beaucoup aidé pour le bon déroulement de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants de l'option construction métallique sans exception.

Nous tenons à remercier également membres du Jury pour l'intérêt qu'ils porteront à notre travail, qui on espère sera apprécié.

Enfin nous tenons à remercier tous ceux et celles qui nous ont aidés et nous ont offert le soutien tout au long de notre parcours.

Dédicace

Tout d'abord, je souhaite dédier ce modeste travail à ma famille :

A ma chère mère, qui m'a soutenue, éduqué et qui a été toujours présente pour moi.

A mon cher père, qui s'est démené et s'est sacrifié pour m'offrir tout ce dont J'ai besoin.

A mes petits frères Adel et Samy que s'apprécie le fait qu'ils soient à mes côtés.

A ma petite sœur Nourhane que j'aime énormément.

A mon binôme Massi, avec qui j'ai passé de très agréables moments.

Je dédie aussi ce travail à tous mes amis que j'ai connus et m'ont soutenus

pendant toutes ces années : Arezki Z, Akli S, Ahmed S, Ania Z, Hocine H,

Idir Z, Khoukha A, Lamia B, Mourad Y, Mounia F, Mouh K, Nabil RH, Rafik

B, Saïd T, Sabira D, Tahar T, Yanis K et à tous les amis et connaissances du

GC, CM, CHA, CCI et STR.

Une dernière dédicace à tous ceux qui m'ont aidé et soutenus de près ou de loin jusqu'à maintenant.

Merci beaucoup.

Arezki

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1 Présentation du projet.....	3
I.1.1 ZONE D'IMPLANTATION	2
I.2.Données géométriques.....	2
I.3.Ouvertures:	2
I.4.Ossature et stabilité de la structure	2
I.5. La toiture	3
I.6. Les façades.....	3
I.7. Bardage	3
I.8. Contreventement	3
I.9. Portique	3
I.10 Matériaux utilisés	4
I.10.1 ACIER	4
I.10.2 BETON ARME	4
I.11. Normes et Règlements utilisés.....	4
I.12 Les états limites	5
I.12.1 ETAT LIMITE ULTIME	5
I.12.2 ETAT LIMITE DE SERVICE	5
Chapitre II : Etude climatique	
Introduction.....	6
II.1 Etude au vent :.....	6
II.1.1 DIRECTION DU VENT :.....	6
II.1.2 DETERMINATION DES DIFFERENTS PARAMETRES ET COEFFICIENTS DE CALCUL :.....	7
II.1.3 DETERMINATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE :.....	8
II.1.4 DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE C_{PE} :	10
II.1.4.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (Sens V_1)	10
II.1.4.2 Vent perpendiculaire au pignon (Sens V_1) :.....	15
II.1.4.3 Cas de vent perpendiculaire au long pan (Sens V_2) :	16
II.2.1 DETERMINATION DE LA FORCE DE FROTTEMENT F_{FR} :.....	21
II.2.2 LA FORCE RESULTANTE R EST DONNEE PAR :	22
II.2.3 VERIFICATION A LA STABILITE TRANSVERSALE :	24
II.2.3.1 Calcul du moment de renversement : Grande face droite < au vent >	24

II.2.3.2 Calcul de moment de stabilité :	24
II.3 Etude de la neige	26
II.3.1 DOMAINE D'APPLICATION	26
II.3.2 LA CHARGE DE NEIGE SUR LE SOL	26
II.3.3 CALCUL DES CHARGES DE NEIGE SUR LA TOITURE	27
II.3.4 DISPOSITION DES CHARGES SANS ACCUMULATION :	27
II.3.5 DISPOSITION DES CHARGES AVEC ACCUMULATION	28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Introduction	34
III.1 Etude Des Pannes	34
III.1.1 LES DONNEES	34
III.1.2 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT	35
III.1.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	36
III.1.4 COMBINAISONS DES CHARGES LES PLUS DEFAVORABLES	37
III.1.5 VERIFICATION A L'ETAT LIMITE ULTIME ELU	38
III.1.6 VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE ELS :	44
Vérification de la flèche :	44
III.2 Etude Des Liernes De La Toiture :	45
III.2.1 DIMENSIONNEMENT DES LIERNES	45
III.2.2 CALCUL DE LA SECTION DES LIERNES	46
III.3 Etude De L'échantignole :	47
III.3.1 CALCUL DES CHARGES REVENANT A L'ECHANTIGNOLE	47
III.3.2 CALCUL DU MOMENT DE RENVERSEMENT	48
III.3.3 DIMENSIONNEMENT DE L'ECHANTIGNOLE	48
III.3.4 CALCUL DE L'ÉPAISSEUR DE L'ECHANTIGNOLE	48
III.4 Calcul Des Lisses De Bardage	49
III.4.1 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT	49
III.4.2 VERIFICATION DE LA LISSE DE LONG-PAN	50
III.4.2.1 Evaluation des charges et surcharges	50
III.4.2.2 Combinaison De Charges Les Plus Défavorables	50
III.4.2.3 Vérification a l'état limite ultime :	51
III.4.2.4 Vérification A L'état Limite De Service (ELS)	52
III.4.3 CALCULS DES LIERNES DE LONG-PAN	53
III.4.3.1 Calcul De L'effort De Traction Dans Le Lierne Le Plus Sollicité	53
III.4.3.2 Calcul De La Section Des Liernes	54
III.4.4 VERIFICATION DE LA LISSE DE PIGNON ON CHOISIT L'UPN140	54

III.4.4.1 Les Données.....	54
III.4.4.2 Evaluation des charges et surcharges	55
III.4.4.3 Vérification à l'état limite ultime.....	55
III.4.4.4 Vérification à la résistance en section	56
III.4.4.5 Vérification A L'état Limite De Service (ELS)	57
III.4.5 CALCUL DES LIERNES DE PIGNON	58
III.4.5.1 Calcul De L'effort De Traction Dans Le Lierne Le Plus Sollicité	58
III.4.5.2 Calcul de la section des liernes	58
III.5 Etude Des Potelets	59
III.5.1 LES DONNEES.....	59
III.5.2 EVALUATION DES CHARGES.....	60
III.5.3 DIMENSIONNEMENT DU POTELET	60
III.5.4 VERIFICATION DE LA SECTION A LA RESISTANCE.....	61
III.5.5 VERIFICATION DE L'ELEMENT AUX INSTABILITES AVEC DEVERSEMENT EMPECHE :.	62
Conclusion du chapitre :	65

Chapitre IV : Etude des gradins

Introduction.....	66
IV.1 Dimensionnement du gradin :	67
IV.1.1 DIMENSIONNEMENT DU LIMON :	68
IV.1.1.1 Evaluation des charges :.....	68
IV.1.1.2 Combinaison de charge :.....	68
IV.1.1.3 Vérification du moment fléchissant :.....	68
IV.1.1.4 Vérification de l'effort tranchant :.....	69
IV.1.1.5 Vérification au déversement.....	69
IV.1.2 DIMENSIONNEMENT DES SOLIVES :	74
IV.1.2.1 Evaluation des charges :.....	74
IV.1.2.2 Combinaison de charge :.....	74
IV.1.2.3 Vérification à la flèche :.....	74
IV.1.2.4 Vérification du moment fléchissant :.....	74
IV.1.2.5 Vérification de l'effort tranchant :.....	75
IV.1.2.6 Vérification au déversement.....	75
IV.1.3 VERIFICATION DES POTEAUX DU GRADINS :	82
IV.1.3.1 Bilan des efforts HEA 220 :	82
IV.1.3.2 Verification Vis-à-vis du flambement :	83

IV.1.3.3 Bilan des efforts HEA260 :	84
IV.1.3.4 Vérification vis-à-vis du flambement :	85

Chapitre V : Etude du portique

Introduction.....	94
V.1 Caractéristiques du portique étudié :.....	95
V.2 Efforts sollicitant le portique :.....	95
V.2.1 CHARGES PERMANENTES :.....	96
V.2.2 EFFET DE LA NEIGE :(VOIR CH.2).....	96
V.2.3 EFFET DU VENT : (VOIR CH.2).....	96
V.2.3 REPRESENTATION DU PORTIQUE INTERMEDIAIRE	97
V.2.4 CHARGE EQUIVALENTE DU VENT	98
V.2.5 LES COMBINAISONS DE CHARGES ADOPTEES POUR CETTE ETUDE :.....	99
V.I.1 Introduction.....	100
V.I.1.1 QUE'EST-CE QU'UNE FERME ?	100
V.I.1.2 AVANTAGE DES FERMES :.....	100
V.I.1.3 PROPRIETES D'UNE FERME DE TOIT :.....	100
V.I.1.4 LES COMPOSANTS DE BASE D'UNE FERME DE TOIT :.....	101
V.I.1.5 La distribution des nœuds sur la ferme :	101
V.I.2 Les efforts normaux dans chaque nœuds de la ferme (compression et traction).....	102
V.I.3 Les éléments les plus chargés :	107
V. I.4 Vérification des pièces :.....	107
V.I.4.1 LA MEMBRURE SUPÉRIEURE :.....	107
V.I.4.2 MEMBRURE INFÉRIEUR :.....	108
V.I.4.3 LA DIAGONALE :.....	109
V.I.4.4 LE MONTANT :.....	110
V.I.4.5 REPRESENTATIONS DES RESULTATS	111
V.II.1 Introduction:	112
V.II.2 les moments fléchissant des différentes combinaisons :	112
V.II.3 LA DÉFORMATION GLOBALE SOUS LA COMBINAISON 1,35G+1,5N:.....	115
V.II.4 BILLON DES EFFORTS DU POTEAU HEA400.....	115
V.II.5 VÉRIFICATION MANUELLE DE POTEAU (HEA400):.....	116
V.II.5.1 Bilan des efforts :	116
V.II.5.2 Combinaison de charge :.....	116
V.II.5.3 Vérification du moment fléchissant :	116
V.II.5.4 Vérification de l'effort tranchant :.....	116
V.II.5.5 Verification Vis-à-vis du flambement :	116

V.II.6 VÉRIFICATION PAR LOGICIELLE DU POTEAU HEA400	119
--	------------

Chapitre VI : Calcul des contreventements

INTRODUCTION :.....	124
VI.1 Calcul de la poutre au vent en pignon :	125
VI.1.1 EFFORT DU VENT SUR LES PIGNONS :	125
VI.1.2 EVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX EN TETE DES POTELETS :.....	125
VI.1.2.1 Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont :	126
VI.1.2.2 Effort de traction dans les diagonales	126
VI.1.4 VÉRIFICATION DES PANNES (MONTANTS DE LA POUTRE AU VENT) À LA RÉSISTANCE..	128
VI.1.5 VÉRIFICATION DES PANNES (MONTANTS DE LA POUTRE AU VENT) AUX INSTABILITÉS	130
VI.2 Calcul de la palée de stabilité en long pan	135
VI.2.1 EFFORT DE TRACTION DANS LA DIAGONALE TENDUE.....	135
VI.2.2 SECTION DE LA DIAGONALE CALCUL DE LA SECTION BRUTE A	136
VI.2.3 VÉRIFICATION À LA RÉSISTANCE ULTIME DE LA SECTION NETTE.....	136

Chapitre VII : Etude sismique

Introduction :.....	137
VII.1 CLASSIFICATION :.....	137
VII.2 Méthodes de calcul :.....	138
VII.2.1 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	138
VII.2.2 METHODES DYNAMIQUES :.....	138
VII.2.2.1 Principe de la méthode :.....	139
VII.2.2.2Analyse modale :	139
VII.2.2.3 Conditions RPA exigés.	139
VII.2.3 CALCUL DU POIDS DE LA STRUCTURE W :.....	141
VII.2.4 LES REPNSES MODALES DE LA STRUCTURE :.....	145
VII.2.5 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE :	147
V.2.5.1 Facteur d'amplification dynamique moyen D :.....	147
V.2.5.2Calcul de la période T2 :	148
V.2.5.3 La force sismique à la base de la structure est :.....	148
VII.2.6 ANALYSE DES RESULTATS.....	149
VII.2.6.1 Les combinaisons de calcul :.....	149
VII.2.6.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :.....	150
VII.2.6.3 Résultats des déplacements :.....	150
VII.2.6.4 les déplacements dus au vent :	150

VII.2.6.5 Les déformations :	151
------------------------------------	-----

Chapitre VIII : Calcul des assemblages

INTRODUCTION	153
VIII.1 Calcul des bases des poteaux :	155
VIII.1.1 DEFINITION :	155
VIII.1.2 DONNEES DE BASE :	156
VIII.1.3 RESISTANCE DU BETON A LA COMPRESSION :	157
VIII.1.4 RESISTANCE DE CALCUL A L'ECRASEMENT DU MATERIAU DE SCHELLEMENT :	157
VIII.1.5 ESTIMATION DE L'AIR DE LA PLAQUE D'ASSISE :	157
VIII.1.5.1 Choix du type de la plaque d'assise :	157
VIII.1.5.2 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise	158
VIII.1.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant	159
VIII.1.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :.....	159
VIII.1.6 LES TIGES D'ANCRAGE :	160
VIII.1.6.1 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :	160
VIII.1.6.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :.....	161
VIII.1.6.3 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :	161
VIII.1.6.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :	161
VIII.1.6.5 La largeur totale de la tige :	162
VIII.1.6.6 Calcul de la contrainte d'adhérence <i>fbd</i> :	162
VIII.1.6.7 La longueur d'ancrage de référence requise est :	163
VIII.2 Assemblage des éléments de la ferme :	163
VIII.2.1 PRE DIMENSIONNEMENT DU GOUSSET :	164
VIII.2.2 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA GORGE :	164
VIII.2.3 LES LONGUEURS DES SOUDURES (DIAGONALES) :	165
VIII.2.4 ASSEMBLAGE POTEAU (HEA400)-MEMBRURE INFÉRIEURE (HEA140)	166
GENERAL	166
GEOMETRIE	166
POTEAU	166
POUTRE	167
BOULONS	167
RAIDISSEUR POTEAU	167
SOUDURES D'ANGLE	167
COEFFICIENTS DE MATÉRIAU	168

EFFORTS	168
RESULTATS	168
RÉSISTANCES DE LA POUTRE	168
RÉSISTANCES DU POTEAU	169
RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT	170
RÉSISTANCE DES SOUDURES.....	171
RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE	171
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:	171
REMARQUES.....	171
VIII.2.5 MEMBRURE SUPÉRIEURE – MONTANT :.....	172
GENERAL.....	173
GEOMETRIE	173
Boulons.....	173
Platine	174
Jarret supérieur.....	174
Jarret inférieur	174
Raidisseur poteau.....	175
Soudures d'angle	175
Coefficients de matériau	175
EFFORTS	175
RESULTATS	176
Résistances de la poutre.....	176
Résistances du poteau.....	178
Résistance de l'assemblage au cisaillement.....	181
Résistance des soudures.....	182
Rigidité de l'assemblage	182
Composant le plus faible:.....	182
REMARQUES.....	182
VIII.2.6 ASSEMBLAGE DE L'ECLISSAGE (POUTRE-POUTRE) (HEA140)	183
Éclisse d'âme	184
Platine externe supérieure	184
Platine externe inférieure	184
Droite.....	185
Coefficients de matériau	186
EFFORTS	186
Etat limite: ultime.....	187

RESULTATS	187
DROITE	187
Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre	188
Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre	190
Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre.....	191
Vérification de la section pour le cisaillement de bloc - [3.10].....	193
Vérification des sections affaiblies par les trous - [5.4].....	193
VIII.3 Assemblage des éléments du gradin :.....	196
VIII.3.1 ASSEMBLAGE POTEAU HEA260-LIMON.....	196
GENERAL.....	197
GEOMETRIE	197
Poteau.....	197
Poutre.....	198
Boulons	198
Platine	199
Jarret inférieur	199
Soudures d'angle	199
Coefficients de matériau	199
EFFORTS	199
RESULTATS	200
Résistances de la poutre.....	200
Résistances du poteau.....	201
Paramètres géométriques de l'assemblage	203
Résistance de l'assemblage à la compression	204
Résistance de l'assemblage à la flexion.....	204
Résistance de l'assemblage au cisaillement.....	208
Résistance des soudures.....	209
Rigidité de l'assemblage	210
Composant le plus faible :.....	211
VIII.3.2 ASSEMBLAGE DE PIEDS DE POTEAU HEA220 (POTEAU DE GRADIN).....	212
GENERAL.....	213
GEOMETRIE	213
Poteau.....	213
Platine de prescellement.....	213
Ancrage.....	214
Coefficients de matériau	215

Semelle isolée	215
Soudures	215
EFFORTS	215
RESULTATS	215
Zone comprimée	215
Contrôle de la résistance de l'assemblage.....	217
Cisaillement.....	217
Soudures entre le poteau et la plaque d'assise	219
Rigidité de l'assemblage	220
Composant le plus faible:.....	220
REMARQUES.....	220
VIII.3.3 ASSEMBLAGE DE PIEDS DE POTEAU HEA260 (POTEAU DE GRADIN) :.....	221
GENERAL.....	222
GEOMETRIE	222
Poteau.....	222
Platine de prescellement.....	223
Ancrage.....	223
Coefficients de matériau	224
Semelle isolée	224
Soudures	224
EFFORTS	224
RESULTATS	224
Zone comprimée	224
Zone tendue	226
Contrôle de la résistance de l'assemblage.....	229
Cisaillement.....	230
Soudures entre le poteau et la plaque d'assise	232
Rigidité de l'assemblage	232
Composant le plus faible:.....	232
REMARQUES.....	233
VIII.4 Assemblage pieds de poteau en IPE300 (potelets)	233
GENERAL.....	234
GEOMETRIE	234
Poteau.....	234
Platine de prescellement.....	234
Ancrage.....	235

Semelle isolée	236
Soudures	236
EFFORTS	236
RESULTATS	236
Zone comprimée	236
Zone tendue	238
Contrôle de la résistance de l'assemblage.....	243
Cisaillement	243
Soudures entre le poteau et la plaque d'assise	246
Rigidité de l'assemblage	247
Composant le plus faible:.....	248
REMARQUES.....	248

Chapitre IX : Protection de la structure

IX.1 Protection anti incendies	249
INTRODUCTION :	249
IX.1.1 EFFET DE LA TEMPERATURE SUR L'ACIER.....	249
IX.1.2 COMPORTEMENT DES ACIERS EXPOSES AU FEU.....	249
IX.1.3 MESURES ADOPTEES CONTRE LES INCENDIES	250
IX.2 Protection anti corrosion.....	253
INTRODUCTION :	253
IX.2.1 COMPRENDRE L'EXPOSITION DE L'ACIER DE CONSTRUCTION	253
IX.2.2 CONSIDERATIONS RELATIVES A LA SELECTION ET A LA CONCEPTION DE L'ACIER POUR LA PREVENTION DE LA CORROSION	253
IX.2.3 CHOIX DE L'ACIER.....	254
IX.2.4 CONSIDERATIONS DE CONCEPTION.....	254
IX.2.5 DES REVETEMENTS PROTECTEURS POUR SE DEFENDRE CONTRE LA CORROSION.....	254
IX.2.6 NORMES DE PREPARATION DES SURFACES POUR L'ACIER DE CONSTRUCTION.....	254
IX.2.7 OPTIONS DE REVETEMENT POUR DIFFERENTS NIVEAUX D'EXPOSITION ENVIRONNEMENTALE	254
IX.2.8 LE ROLE DES METHODES D'APPLICATION.....	255

Liste des Figures

Figure II.1 : Les directions principales du vent

Figure II.2 : Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique

Figure II.3 : La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e

Figure II.4 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales (Sens V_1)

Figure II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1

Figure II.6 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V_1 .

Figure II.7 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante,

(Figure 5.14 du RNVA 2013).

Figure II.8 : La répartition de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_1 .

Figure II.9 : La répartition de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1 .

Figure II.10 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V_2 .

Figure II.11 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_2 .

Figure II.12 : La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V_2 .

Figure II.13 : La répartition de pression statique au vent au sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_2 .

Figure II.14 : Résultantes des pressions de vent sur la section transversale de la structure.

Figure II.15 : Résultantes des pressions de vent sur la section longitudinale de la structure.

Figure II.16 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

Figure II.17 : Charges de neige sans redistribution par le vent.

Figure II.18 : Charges de neige.

Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture

Figure III.2 : Orientation des charges sur les pannes

Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z

Figure III. 4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes charges permanentes G sur les pannes

Figure III.5 : Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.

Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes

Figure III.7 : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes

Figure III.8 : Panne de toiture en flexion.

Figure III.9 : *Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement*

Figure III.10 : *Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.*

Figure III.11 : *Déversement d'une panne de toiture.*

Figure III.12 : *Vérification de la flèche*

Figure III.13 : *Dispositions des liernes.*

Figure III.14 : *Efforts dans les liernes*

Figure III.15 : *Disposition de l'échantignole.*

Figure III.16 : *Disposition des lisses de bardages.*

Figure III.17 : *La répartition des charges sur les lisses de long pan.*

Figure III.18 : *Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur*

Figure III.19 : *Efforts dans les liernes de long-pan*

Figure III.20 : *Disposition des lisses sur le pignon*

Figure III.21 : *Efforts dans les liernes de long-pan.*

Figure III.22 : *Représentation des charges et surcharges sur le potelet*

Figure IV.1 : *Coupe transversale d'un gradin*

Figure IV.2 : *Cotations du gradin*

Figure IV.3 : *Diagrammes des moments fléchissant Solives « IPE220 »*

Figure IV.4 : *Diagrammes des efforts tranchants Solives « IPE220 »*

Figure IV.5 : *Diagrammes des efforts Solives « IPE220 »*

Figure IV.6 : *Diagrammes des moments fléchissant $M_{y,sd}$ Poteau « HEA220 »*

Figure IV.7 : *Diagrammes des efforts normaux N_{sd}*

Figure IV.8 : *Diagrammes des efforts tranchant V_{sd} Poteau « HEA220 »*

Figure IV.9 : *Diagrammes des moments fléchissant $M_{y,sd}$ Poteau « HEA260 »*

Figure IV.10 : *Diagrammes des efforts normaux N_{sd} Poteau « HEA260 »*

Figure IV.11 : *Diagrammes des efforts tranchant V_{sd} Poteau « HEA260 »*

Figure IV.12 : *Diagramme des moments fléchissant*

Figure IV.13 : *Diagramme des efforts normaux*

Figure IV.14 : *Diagramme des efforts tranchants*

Figure V.1 : *représentation d'un portique intermédiaire à l'aide de ROBOT*

Figure V.2 : *Cotations du portique étudié*

Figure V.3 : *Zones de vent agissant sur le portique*

Figure V.4 : Valeurs des pressions, dépressions et de la charge de neige agissant sur le portique

Figure V.5 : Cotation des différents éléments de la ferme

Figure V.6 : représentation des nœuds et éléments constituant la ferme

Figure V.7 : Elements de la ferme les plus defavorables

Figure V.8 : Taux de travaux pour les éléments de la ferme

Figure V.9 : Flèche globale de la ferme

Figure V.10 : Réactions d'appuis (le couple d'effort)

Figure VI.1 : Dispositions des contreventements.

Figure VI.2 : Effort du vent sur les pignons

Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

Figure VI.4 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

Figure VI.5 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Figure VI.6 : Effort de traction dans la diagonale tendue

Figure VII.1 : Disposition des contreventements de l'ouvrage

Figure VII.2 : Mode 11 : Translation suivant X-X, période $T = 0,57s$ (Transversalement)

Figure VII.3 : Mode 56 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,27s$ (Longitudinalement)

Figure VII.4 : Mode 56 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,27 s$ (gradins)

Figure VII.5 : Les déformations dues à la combinaison $1,35G+1,5V1$

Figure VII.6 : Les déformations dues à la combinaison $1,35G+1,5V2$

Figure VII.7 : Les déformations dues à la combinaison $1,35G+1,5V1$

Figure VII.8 : les déformations due à la combinaison $1,35G+1,5V2$

Figure VIII.1 : Base des poteaux

Figure VIII.2 : Pied de poteau articulé

Figure VIII.3 : Pieds de poteaux encastrés

Figure VIII.4 : Dimensions de la plaque d'assise

Figure VIII.5 : Tige d'ancrage

Figure VIII.6 : Longueur des cordons de soudure

Figure VIII.7 : Représentation de L'assemblage Poteau – Membrure inférieure

Figure VIII.8 : Schéma représentant L'assemblage poteau-membrure inférieure

Figure VIII.9 : Représentation de L'assemblage Poteau – Membrure supérieure

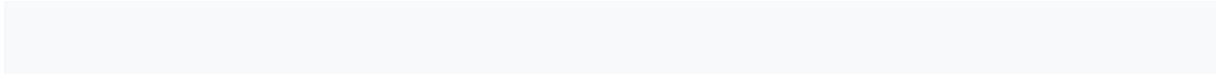
Figure VIII.10 : Schéma représentant L'assemblage Poteau – Membrure supérieure

Figure VIII.11 : Représentation de L'assemblage Membrure inférieure-Montant

Figure VIII.12 : Schéma représentant l'assemblage membrure inférieure

Figure VIII.13 : Représentation de L'assemblage Membrure inférieure-Montant

Figure VIII.13 : Shéma représentant L'assemblage Membrure inférieure-Montant



Liste des Tableaux

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain **III**.

Tableau II.2 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m^2)

Tableau II.3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1 .

Tableau II.4 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m)

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois horizontales dans le sens V_1

Tableau II.6 : Valeurs de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_1 .

Tableau II.7 : valeurs de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1 .

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V_2

Tableau II.9 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_2 .

Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens V_2

Tableau II.11 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V_2

Tableau II.12 : Valeurs de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_2 .

Tableau II.13 : valeurs de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens V_2 .

Tableau II.18 : valeurs Des forces résultantes (V_1)

Tableau II.19 : Valeurs Des forces résultantes (V_2)

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140

Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de l'UPN140

Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques de L'UPN140

Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 300

Tableau IV.1 : Tableau des résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot Limon « IPE300 »

Tableau IV.2 : Note de calcul Limon « IPE300 »

Tableau IV.3 : Tableau des résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot Solives « IPE220 »

Tableau IV.4 : Note de calcul Solives « IPE220 »

Tableau IV.5 : Tableau des résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot Poteau « HEA220 »

Tableau IV.6 : Note de calcul

Tableau IV.7 : Tableau des résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot Poteau « HEA260 »

Tableau V.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent le plus défavorable (sens V_2)

Tableau V.2 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent le plus défavorable (sens V_2).

Tableau VII.1 : Valeur du coefficient de qualité

Tableau VII.2 : Poids total des éléments de la structure (Sans bardage et accessoires de pose)

Tableau VII.3 : Pourcentage de participation de masse

Tableau VII.4 : Cas où le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90%

Tableau VII.5 : Combinaisons de charges utilisées

Tableau VII.6 : Réaction d'appuis à la base

Tableau VII.7 : Résultantes de la force sismique longitudinale et transversale

Tableau VII.8 : Résultats des déplacements dus au séisme

Tableau VII.9 : Résultats des déplacements dus au vent

Tableau VIII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme

Tableau VIII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

Tableau VIII.3 : Dimension des cordons de soudure

Liste des notations

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.
t	Epaisseur.
t_w	Epaisseur de l'âme.
t_f	Epaisseur de la semelle.
r	Rayon de raccordement.
t_p	Epaisseur platine d'extrémité.
d	Diamètre nominal du trou.
d_0	Diamètre du trou.
e	Pince longitudinale ou transversale.

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.
\square	Coefficient minorateur.
μ	Coefficient de frottement / Coefficient de forme.
R	Coefficient de comportement de la structure.
λ	Élancement.
λ_k	Élancement eulérien.
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit.

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_u	La résistance à la traction.
f_y	Limite d'élasticité.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction.

$F_{t,Rd}$	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.
$q_{réf}$	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 (Dimensions, Sollicitations et coefficients)	
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.
ID_{sup}	Longueur de déversement de la semelle supérieure.
ID_{inf}	Longueur de déversement de la semelle inférieure.
λ_y	Elancement de la barre.
$\lambda_{y,r}$	Elancement relatif de la barre.
λ_{LT}	Elancement fictif de la barre pour le déversement.
χ_y	Coefficient de flambement.

X_{LT}	Coefficient de déversement.
K_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
M_{i_y}	Coefficient pour le calcul de K_{fy} .
$M_{i_{LT}}$	Coefficient pour le calcul de K_{LT} .
K_y	Coefficient de reduction 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.
Show table ROBOT (Sollicitations et déplacements)	
EX	Spectre de réponse selon la direction X.
EY	Spectre de réponse selon la direction Y.
P	Poids de la structure.
VX	Effort tranchant en X.
VY	Effort tranchant en Y.
UX	Déplacement de la barre en X.
UY	Déplacement de la barre en Y.

Introduction générale

La construction métallique est une méthode de construction qui consiste à combiner de manière organisée des éléments de structure en acier conçus sur mesure pour répondre aux exigences des utilisateurs en matière d'architecture et d'ingénierie. La structure en acier comprend la sous-structure ou les éléments d'un bâtiment fabriqués en acier de construction.

Avantages et inconvénients des structures en acier :

En général, les avantages des structures en acier sont les suivants :

L'acier a un rapport résistance/poids élevé. Par conséquent, le poids mort des structures en acier est relativement faible. Cette propriété fait de l'acier un matériau structurel très attrayant pour certains bâtiments à plusieurs étages, ponts à longue portée, etc.

Il peut subir une déformation plastique avant rupture ; cela fournit une plus grande force de réserve. Cette propriété est appelée ductilité.

Les propriétés de l'acier peuvent être prédites avec un degré de certitude très élevé. En effet, l'acier présente un comportement élastique jusqu'à un niveau de contrainte relativement élevé et généralement bien défini.

Les structures en acier peuvent être construites avec une relation de haute qualité et des tolérances étroites.

La bonne résistance à la fatigue est également l'avantage de la structure en acier.

Si nécessaire, les structures en acier peuvent être renforcées à tout moment à l'avenir.

La capacité de réutilisation de la construction en acier est également l'avantage.

Alors qu'en général, les inconvénients des structures en acier sont les suivants :

Les structures en acier sont plus coûteuses que les autres types de structures.

La résistance de l'acier est considérablement réduite lorsqu'il est chauffé à des températures couramment observées lors d'un incendie.

Les structures en acier, lorsqu'elles sont exposées à l'air et à l'eau, comme dans le cas des ponts, présentent un grand risque de corrosion et nécessitent un entretien régulier.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation du projet

L'ouvrage qui fait objet de cette étude correspond à une superstructure quadrangulaire en construction métallique à deux versants de toiture représentant une piscine semi-olympique possédant des gradins métalliques.

I.1.1 Zone d'implantation

L'ouvrage est implanté à boghni, wilaya de Tizi Ouzou qui est classé comme une zone de moyenne sismicité (Zone II_b) avec une grande importance selon le règlement parasismique algérien RPA99 versions 2003.

I.2. Données géométriques

Le hangar présenté a une surface $S=2180,5 \text{ m}^2$ caractérisé par les dimensions suivantes :

- Longueur totale (long pan) : 49 m
- Largeur totale (pignon): 44,5 m
- Hauteur totale : 15 m
- Hauteur des poteaux : 12 m
- Hauteur de la toiture : 3 m
- Angle d'inclinaison de la toiture : $\alpha = 7,6^\circ$
- Altitude de l'ouvrage : 350 m

I.3. Ouvertures:

- Lang-pan 1 (Axe A) : 8 fenêtres (5X1,30)
- Pignon 1 (Axe 1) : 1 porte (12X5,80) ; 4 fenêtres (4X1,30)
- Lang-pan 2 (Axe I) : 8 fenêtres (5X1,30)
- Pignon 2 (Axe 9) : 4 fenêtres (4X1,30)

I.4. Ossature et stabilité de la structure

La structure est constituée de 9 portiques métalliques ayant le principal rôle d'assurer la stabilité transversale de l'ossature. Par contre, la stabilité longitudinale est assurée grâce aux palées de stabilité.

I.5. La toiture

La toiture est en charpente métallique à double versant. Constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent.

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réalisé. Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages, on citera :
 - Le par vapeur.
 - L'isolation et l'étanchéité.
 - Une bonne capacité portante.
 - Un gain de temps appréciable au montage.

I.6. Les façades

Les façades extérieures sont en maçonnerie en parpaing creux d'une hauteur de 2,80 m et des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

I.7. Bardage

Le bardage est composé de panneaux sandwichs fixés aux lisses reliées entre elles avec des liernes fixés sur la structure principale. Des potelets de renforcement sont prévus aux Droits des ouvertures.

I.8. Contreventement

La stabilité de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme...) est assurée par des paliers de stabilité prévus sur les deux extrémités du hangar ainsi qu'une poutre au vent horizontal de toiture installé sous les fermes.

I.9. Portique

Une structure hyperstatique est composée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres) et a pour rôle d'assurer la stabilité transversale et prévoir les instabilités générées par le vent, les charges permanentes, et les effets sismiques.

I.10 Matériaux utilisés

I.10.1 Acier

L'acier est un alliage essentiellement composé de fer (Fe) qui est l'élément le prédominant (généralement à 95%) combiné au carbone (C).

On a opté pour des aciers de construction laminé à chaud avec une nuance S275 qui présentent les caractéristiques suivantes :

Résistance limite d'élasticité : $f_y=275\text{MPa}$.

Module d'élasticité longitudinale : $E=210000\text{ MPa}$.

Module de cisaillement : $G=81000\text{ MPa}$.

Poids volumique : $\rho=7850\text{ Kg/m}^3$.

I.10.2 Béton armé

Afin de réaliser des fondations, le béton est un matériau plus qu'essentiel ; et qui est défini comme étant un mélange homogène de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance souhaitée.

Le béton est un matériau économique très résistant à la compression et relativement faible à la traction.

Dans notre structure, le béton utilisé pour les fondations présente les caractéristiques suivantes :

- Masse volumique normale : $\rho= 2500\text{ Kg /m}^3$
- La résistance à la compression : $f_{c28}= 25\text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2.1\text{ MPa}$

I.11. Normes et Règlements utilisés

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- RNV 99 pour l'étude climatique.
- RPA 99 / version 2003 : pour l'étude sismique.
- Eurocode 3 : pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique
- BAEL
- DTR

I.12 Les états limites

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. On distingue:

I.12.1 Etat limite ultime

Les états limites ultimes sont associés aux points critiques qui causent une perte partielle ou totale des fonctionnalités de la structure, ils comprennent :

- La perte d'équilibre de la structure ou l'une de ses parties ;
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

I.12.2 Etat limite de service

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères d'exploitation, ils comprennent :

- les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux ;
- les vibrations incommodant les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.

Chapitre II

Etude climatique

Introduction

Un ouvrage en construction métallique doit résister aux différents actions horizontales et verticales notamment le vent est souvent prépondérant dans ce cas. L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces exposées (parois verticales, toiture) et représentée soit comme une pression soit comme une force.

L'influence des effets du vent sur une construction métallique est couramment engendrée non négligeable, pour le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige** et **Vent 2013**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

II.1 Etude au vent :

II.1.1 Direction Du Vent :

Le calcul doit être effectuée séparément pour chaque des directions perpendiculaire aux différentes parois de la construction.

Notre projet présent un hangar a deux versants de forme rectangulaire et symétrique.

- Les caractères géométriques de hangar :
 - La longueur $l=49\text{m}$.
 - La larguer $b= 44,5\text{m}$
 - La hauteur des parois verticales $h_1 = 12\text{m}$.
 - La hauteur totale $H=15\text{ m}$.
 - La pente des deux versants est égale à $\alpha=7,6^\circ$
- Les surfaces
 - Surface d'un pignon $(44,5 \times 12) + \frac{(44,5 \times 3)}{2} = 600,75\text{ m}^2$
 - Surface d'un long-pan $(49 \times 12) = 588\text{ m}^2$.
 - Surface d'un versant de la toiture $(22.45 \times 49) = 1100.05\text{ m}^2$.
- Les directions principales du vent
 - (Sens V_1) : le vent perpendiculaire au pignon.
 - (Sens V_2) : le vent perpendiculaire au long-pan.

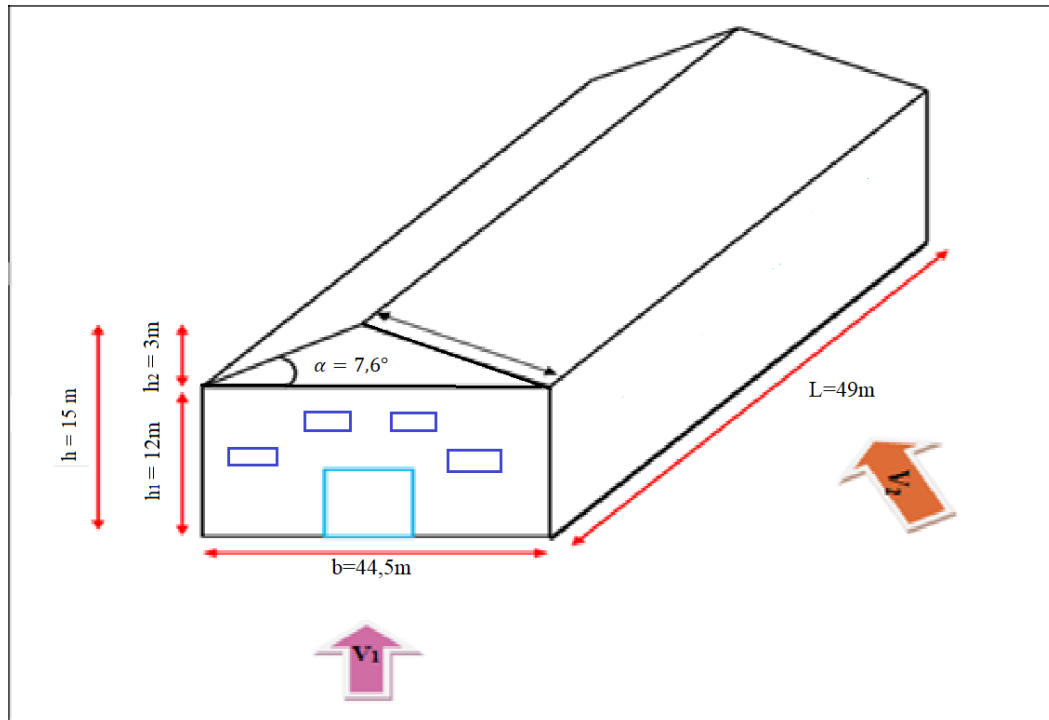


Figure II.1 : Les directions principales du vent

II.1.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :

a) Effet de la région :

Le projet est situé à la daïra de Boghni, wilaya de Tizi Ouzou, et selon le RNV99 version 2013 la wilaya de Tizi Ouzou est classée en zone **I**, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit

$q_{ref} = 37.5 \text{ dan/m}^2$

(Tableau 2.2, chapitre2 RNV99 V 2013)

b) Catégorie du terrain :

Notre structure elle est implantée dans une zone plate et selon le règlement RNV2013 le terrain est de catégorie **I**

Catégorie de terrain **III** (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain III.

Catégorie de terrain	K_T	h_0 (m)	h_{min} (m)
III	0.22	0.3	8

K_T : facteur de terrain.

h_0 : paramètre de rugosité.

h_{min} : hauteur minimale.

c) Coefficient de topographie C_T :

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie $C_T = 1$
(§ 2.4.5.2, chapitre2 RNV 2013).

d) Calcul du coefficient dynamique C_d :

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

C_d est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur et la largeur), ainsi que du matériau constituant la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m

On prend : $C_d = 1$ (§ 3.2, chapitre3 RNV 2013).

e) 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 donné par la relation suivante :

$$C_r = K_T \times \ln \frac{h}{h_0}$$

Pour

(Selon RNVA 2013, Chap2, formule 2.3

K_T : Facteur de terrain.

h_0 : (en m) le paramètre de rugosité.

h_{\min} : (en m) la hauteur minimale.

h : (en m) la hauteur considérée.

$$C_r = 0,22 \times \ln (15/0,3) \Rightarrow C_r = 0,86$$

II.1.3 Détermination de la pression dynamique de pointe :

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$, à la hauteur de référence z_e est donnée par

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e) \text{ (dan/m}^2\text{)} \quad \text{(Chapitre2 RNVA 2013, Formule 2.1)}$$

C_e : coefficient d'exposition au vent.

Z_e : (en m) est la hauteur de référence.

- **Hauteur de référence :**

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure 2.1 de RNVA 2013.

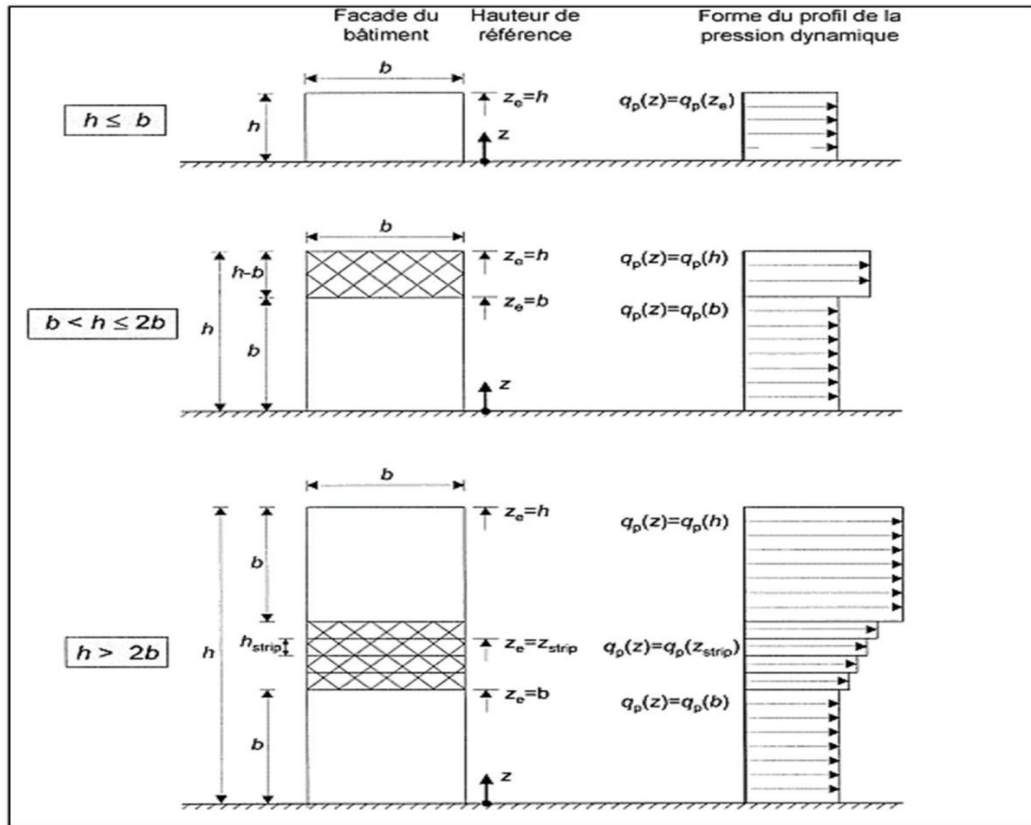


Figure II.2 : Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique

Comme notre cas la hauteur des parois $h=12.00m$, Et la largeur $b=44,5m \rightarrow h \leq b$;

$\rightarrow Z_e=h=12m$;

Pour les toitures, Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments ;

$Z_e \rightarrow H=15$. (Selon RNVA 2013 CH.2 article 2.3.2).

- Coefficient d'exposition (C_e) :

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

$$C_{ex} = C_{t^2}(z) \times C_{r^2}(z) \times [1+7 \times I_v(z)] \quad (\text{RNVA 2013 CH.2, formule 2.2}) ;$$

$$C_{ex} = 1 \times (0,86)^2 \times (1+7 \times 0,297)$$



$$C_{ex} = 2.28$$

- la pression dynamique de pointe

$$q_p = 37.5 \times 2.28$$



$$q_p = 85,5 (\text{dan}/m^2)$$

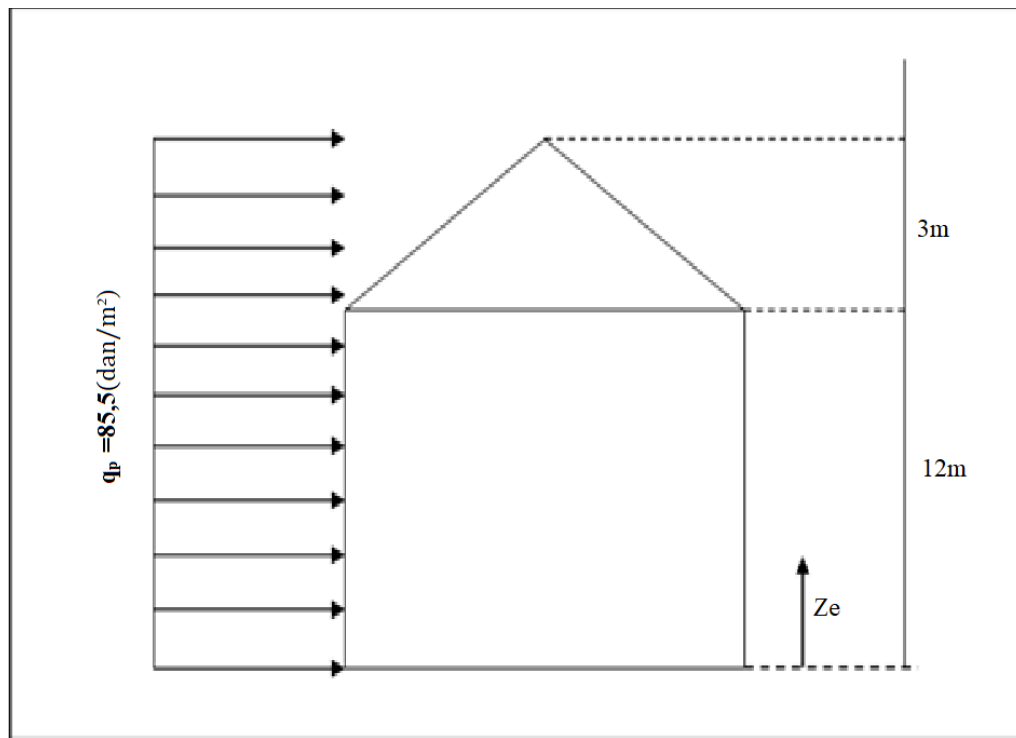


Figure II.3: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e

II.1.4 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

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

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

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

Où : S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée.
(Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1).

II.1.4.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (Sens V1)

- Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :

D'après la figure 5.1 du RNVA 2013, on divise les parois comme suit :
Pour le sens V1

$$\left. \begin{array}{l} d = 49 \text{ m} \\ b = 44,5 \text{ m} \\ h = 15 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} e = \min [b ; 2h] \rightarrow e = \min [44,5 ; 30] \rightarrow e = 30 \text{ m} \\ \text{et } d > e \quad \frac{e}{5} = \frac{30}{5} = 6 \text{ m} \quad , \quad \frac{4e}{5} = \frac{120}{5} = 24 \text{ m} , \quad d - e = 19 \text{ m} \end{array}$$

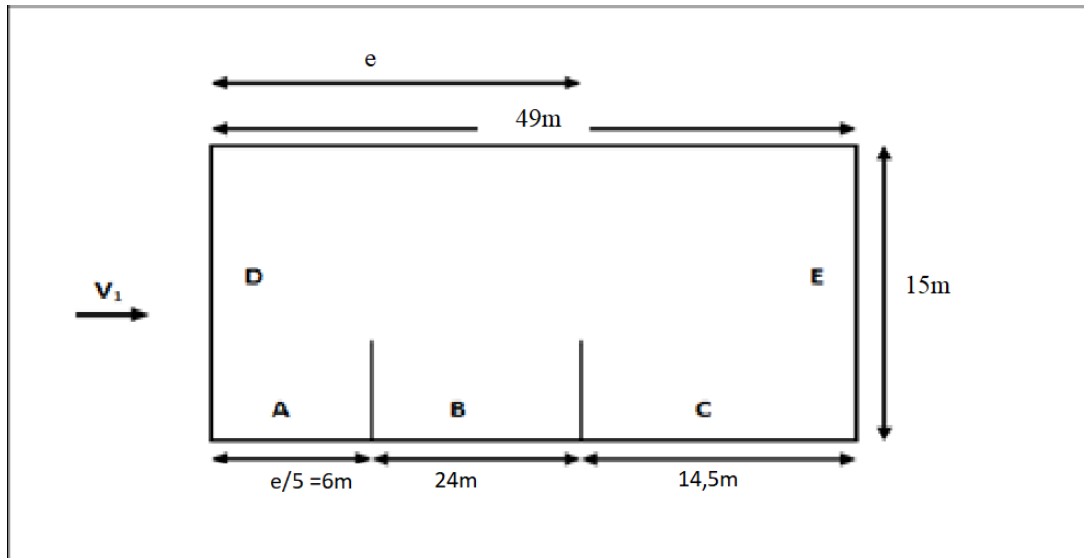


Figure II.4 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales (Sens V_1)

• Calcul des surfaces pour chaque zone

Tableau II.2 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m^2)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m^2)	$6 \times 12 = 72$	$24 \times 15 = 360$	$14,5 \times 15 = 217,5$	$(44,5 \times 15) + \left(\frac{3 \times 44,5}{2}\right) = 734,25$	$E = D = 734,25$

On remarque que 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.

Tableau II.3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1

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

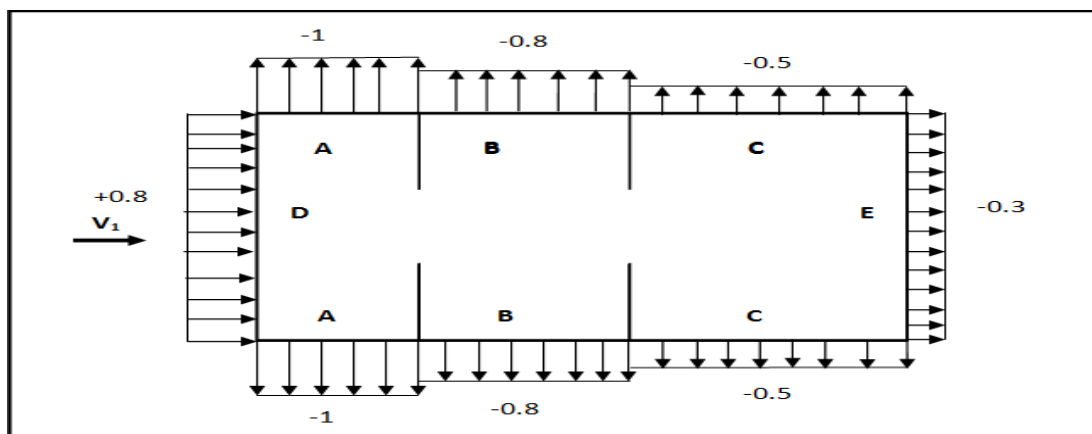


Figure II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1

• **Calcul de Cpe pour la toiture :**

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

• Le vent est perpendiculaire au pignon (sens V1) et parallèle aux génératrices donc ; $\theta = 90^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

• La toiture est à deux versants avec une pente de 30% ce qui nous donne un angle de $\alpha=07,60^\circ$ (comme la figure 5.4 du RNVA2013).

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

$$\left. \begin{array}{l} d = 49 \text{ m} \\ b = 44,5 \text{ m} \\ h = 15 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} e = \min [b ; 2h] \rightarrow e = \min [44,5 ; 30] \rightarrow e = 30\text{m} \\ \text{et } \frac{e}{4} = 7,5 \text{ m}, \frac{e}{10} = 3\text{m} , \frac{e}{2} = 15\text{m} \end{array}$$

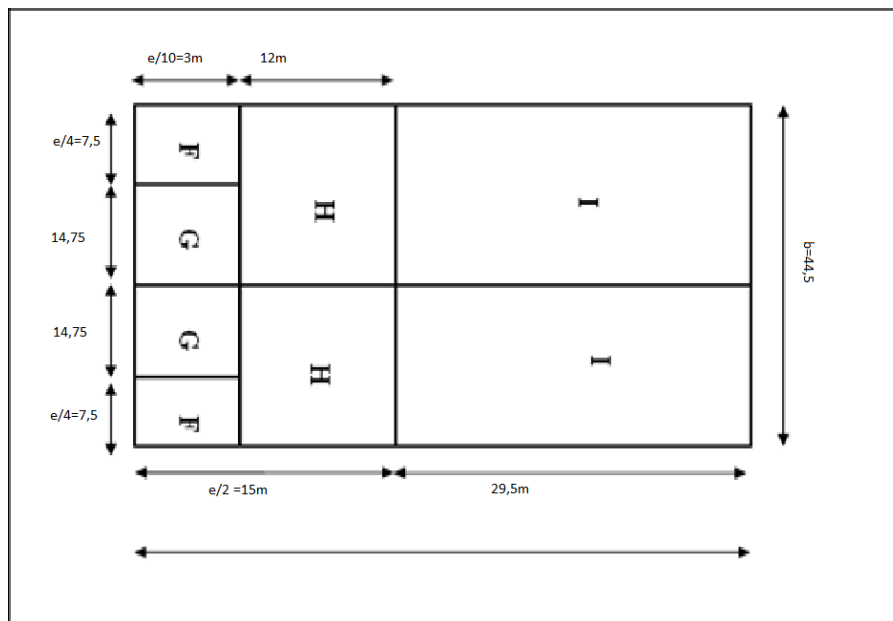


Figure II.6 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1.

• **Calcul des surfaces pour chaque zone**

Tableau II.4 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m).

Zone	F	G	H	I
Surface (en m ²)	7,5 × 3 = 22,5	14,75 × 3 = 44,25	22,25 × 12 = 267	29,5 × 22,25 = 656,38

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures ou égale à 10m².

Les valeurs des coefficients d'expositions Cpe sont déterminées par une interpolation linéaire entre les

$$F(x) = F(x_0) + \frac{F(x_1) - F(x_0)}{x_1 - x_0} X (x - x_0) \quad \text{La formule d'interpolation}$$

Zone F : $S = 22,5 \text{ m}^2$ ($S \geq 10\text{m}^2$).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1,6 + \frac{-1,3 + 1,6}{15 - 5} (7,6 - 5) = -1,52$$

$$C_{pe} = -1,52$$

Zone G : $S = 44,25 \text{ m}^2$ ($S \geq 10\text{m}^2$).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1,3 + \frac{-1,3 + 1,3}{15 - 5} (7,6 - 5) = -1,3$$

$$C_{pe} = -1,3$$

Zone H : $S = 267 \text{ m}^2$ ($S \geq 10\text{m}^2$).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0,7 + \frac{-0,6 + 0,7}{15 - 5} (7,6 - 5) = -0,67$$

$$C_{pe} = -0,67$$

Zone I : $S = 656,38 \text{ m}^2$ ($S \geq 10\text{m}^2$).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0,5 + \frac{-0,5 + 0,5}{15 - 5} (7,6 - 5) = -0,5$$

$$C_{pe} = -0,5$$

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois horizontales dans le sens V_I

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.52	-1.3	-0.67	-0.5

- **Détermination des coefficient de pression intérieur C_{pi}**

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 du RNVA 2013. Avec : (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

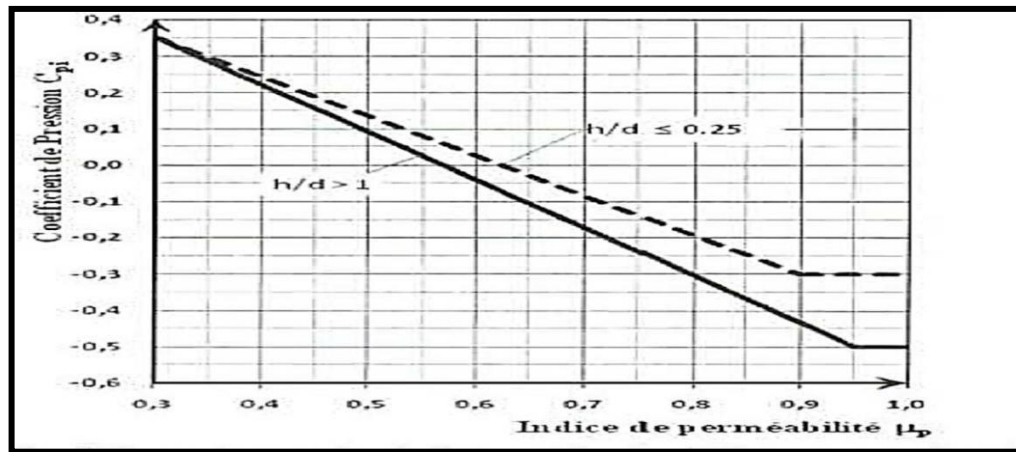


Figure II.7 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

Notre hangar possède :

- Lang-pan 1 (Axe A) : 8 fenêtres (5X1,30)
- Pignon 1 (Axe 1) : 1 porte (12X5,80) ; 4 fenêtres (4X1,30)
- Lang-pan 2 (Axe I) : 8 fenêtres (5X1,30)
- Pignon 2 (Axe 9) : 4 fenêtres (4X1,30)

Remarque : la moitié des fenêtres peut s'ouvrir, l'autre moitié sera fermée.

Le bâtiment n'a pas de face dominante, donc le C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 du DTR C2-47 2013 et la formule ci-dessous :

Cas où toutes les ouvertures sont ouvertes :

$$\mu_p = \frac{1 \times (12 \times 5,8) + 4 \times (2 \times 1,3) \times 16 \times (2,5 \times 1,3)}{1 \times (12 \times 5,8) + 8 \times (2 \times 1,3) \times 16 \times (2,5 \times 1,3)} = 0,93$$

$$\text{Le rapport : } \frac{h}{a} = \frac{15}{49} = 0,30 \quad \Rightarrow \quad C_{pi}(1) = -0,3 > \frac{h}{a} = 0,3 > C_{pi}(0,25) = -0,55$$

Par interpolation, nous obtenons $C_{pi} = -0,31$.

- **Cas où toutes les ouvertures sont fermées :**

L'indice de perméabilité $\mu_p = 0$

En se référant à la figure 5.14 du DTR C2-47 2013, nous obtenons $C_{pi} = +0,35$

- **La pression statique au vent**

D'après le règlement RNVA2013, les pressions q_i sont calculées par la formule suivante :

$$p_h = q_h(c_e - c_i) \text{ [daN/m}^2 \text{]} \quad (\text{RNVA2013 CH.2, formule 2.6})$$

II.1.4.2 Vent perpendiculaire au pignon (Sens V1) :

- Parois verticales :

Tableau II.6 : Valeurs de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V₁.

ZONE	q _h	C _{pe}	C _{pi}	C _d	Ph[daN/m]
A	85,5	-1	0,35	1	-115,42
B	85,5	-0.8	0,35	1	-98,32
C	85,5	-0.5	0,35	1	-72,67
D	85,5	+0.8	0,35	1	+38,47
E	85,5	-0.3	0,35	1	-55,57

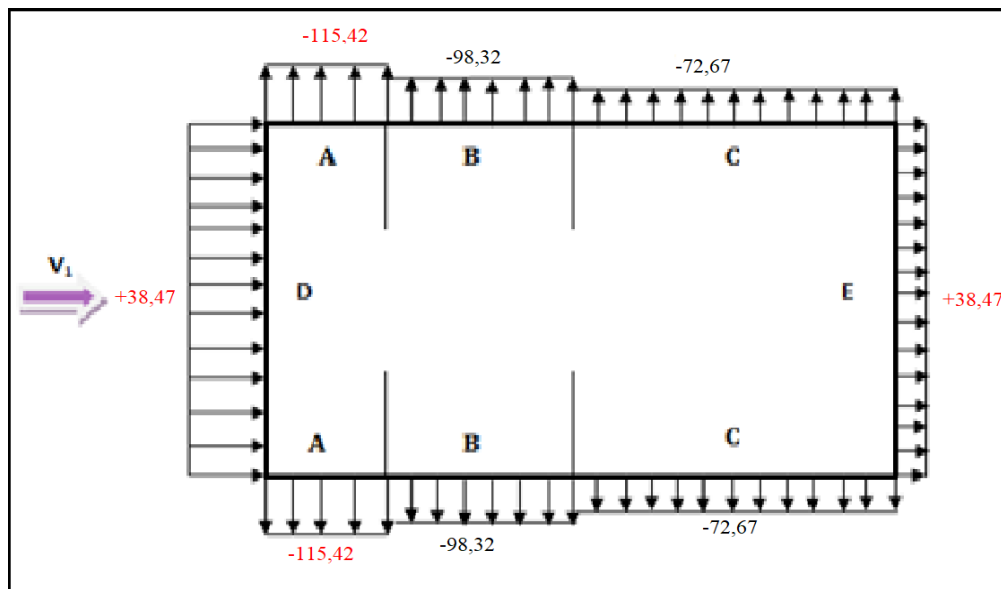


Figure II.8 : La répartition de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V₁.

- Toiture :

Tableau II.7 : valeurs de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1 .

ZONE	q_h	C_{pe}	C_{pi}	C_d	$p_h[\text{daN/m}^2]$
F	85,5	-1.52	0,35	1	-155,61
G	85,5	-1.3	0,35	1	-141,07
H	85,5	-0.67	0,35	1	-86,35
I	85,5	-0.5	0,35	1	-72,67

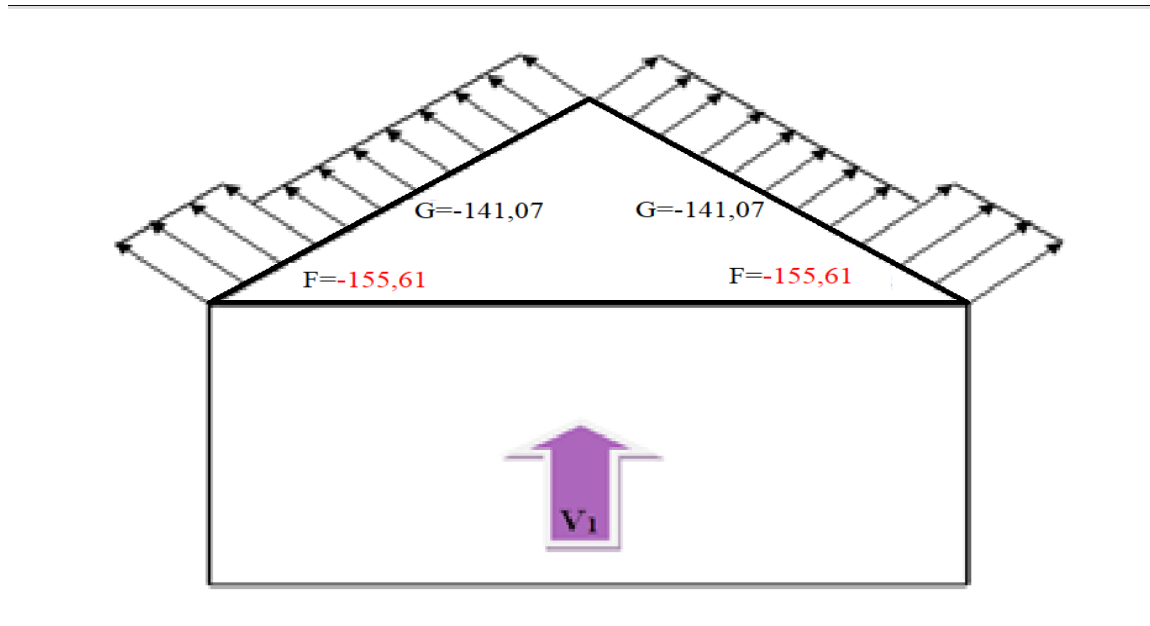


Figure II.9 : La répartition de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1 .

II.1.4.3 Cas de vent perpendiculaire au long pan (Sens V_2) :

- Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :

D'après la figure 5.1 de RNVA 2013, on divise les parois comme suit : Pour le sens V_2 :

$$\left. \begin{array}{l} d = 44,5 \text{ m} \\ b = 49 \text{ m} \\ h = 15 \text{ m} \end{array} \right\} e = \min [b ; 2h] \rightarrow e = \min [49 ; 30] \rightarrow e = 30 \text{ m} \\
 \text{et } \frac{e}{4} = 7,5 \text{ m}, \frac{4e}{5} = 24 \text{ m}, \quad d - e = 14,5 \text{ m}$$

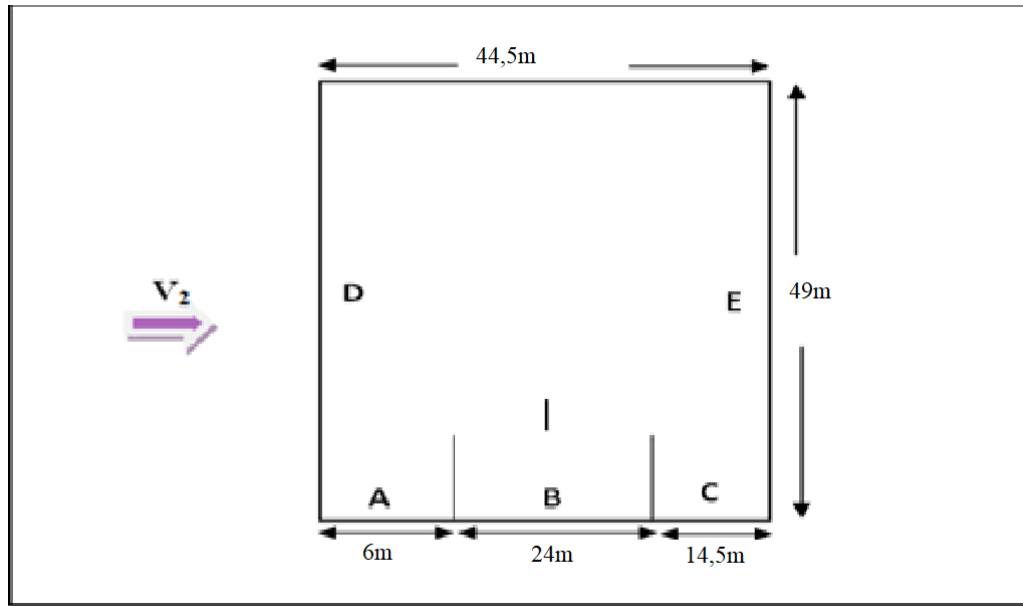


Figure II.10 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V_2 .

- Calcul des surfaces pour chaque zone

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V_2

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m^2)	$6 \times 12 = 72$	$24 \times 12 = 288$	$14,5 \times 12 = 174$	$49 \times 12 = 588$	$E = D = 588$

On remarque, que toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$, Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone. Suivant le tableau 5.1 du RNVA 2013, on va déterminer les valeurs de C_{pe} correspondant

Tableau II.9 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_2

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

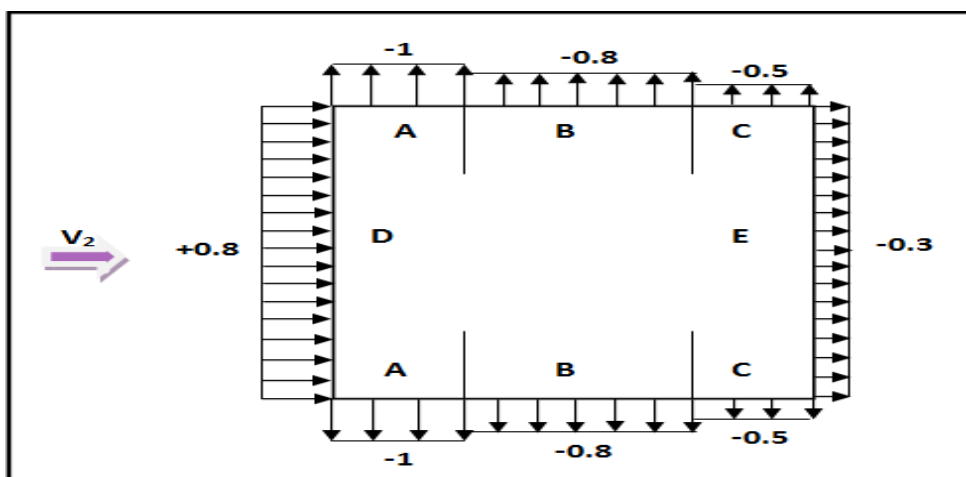


Figure II.11 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_2 .

• **Calcul de C_{pe} pour la toiture :**

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas

Le vent est perpendiculaire au long-pan le (sens V_2) et perpendiculaire aussi aux génératrices donc $\theta = 0^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

La toiture est à seul versant avec une pente, ce qui nous donne un angle de $\alpha = 7,6^\circ$ (figure 5.4 de RNVA2013).

Pour $\theta = 0^\circ$, on va définir les différentes zones de pression F, G, H, I et J qui sont représentées sur la figure suivante :

Avec :

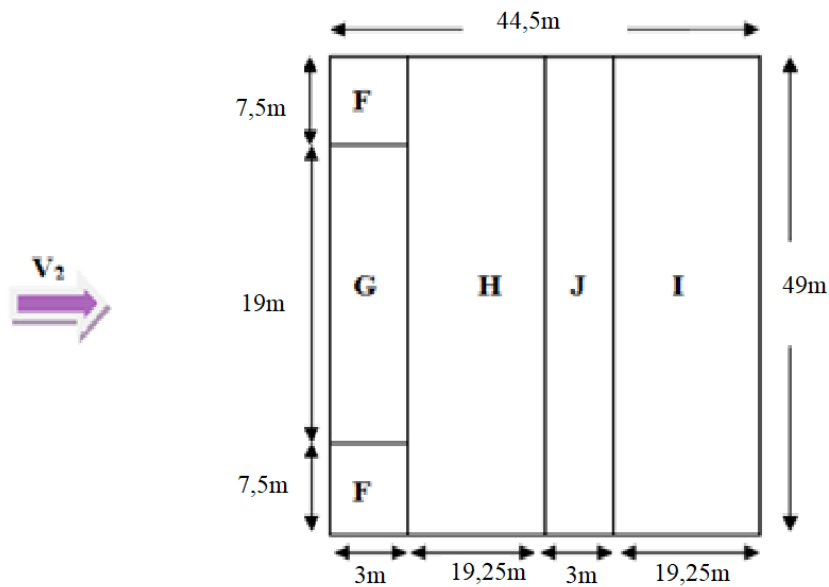


Figure II.12 : La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V_2 .

• **Calcul des surfaces et des coefficients C_{pe} qui correspondent à chaque zone**

Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens V_2

Zone	F	G	H	J	I
Surface (en m^2)	$7,5 \times 3 = 22,5$	$19 \times 3 = 57$	$49 \times 19,25 = 943,25$	$49 \times 3 = 147$	$49 \times 19,25 = 943,25$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à l'égale à $10 m^2$.

Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha = 05^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ tirées du tableau (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013).

Donc : $C_{pe} = C_{pe.10}$ pour chaque zone.

Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=15^\circ$ et $\alpha=5^\circ$ tirées du (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013) ($\theta = 0^\circ$).

$$F(x) = F(x_0) + \frac{F(x_1) - F(x_0)}{x_1 - x_0} X (x - x_0) \quad \text{La formule d'interpolation}$$

A.N :

Zone F : $S = 22,5\text{m}^2$ ($S \geq 10\text{m}^2$)

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1,7 + \frac{-0,9 + 1,7}{15 - 5} X (7,6 - 5)$$

$$C_{pe} = -1,492$$

$$C_{pe+} = C_{pe,10} = 0 + \frac{0,2 - 0}{15 - 5} X (7,6 - 5)$$

$$C_{pe+} = +0,052$$

Zone G : $S = 57 \text{ m}^2$ ($S > 10\text{m}^2$).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1,2 + \frac{-0,8 + 1,2}{15 - 5} X (7,6 - 5) = -1,1$$

$$C_{pe} = -1,1$$

$$C_{pe+} = C_{pe,10} = 0 + \frac{0,2 - 0}{15 - 5} X (7,6 - 5)$$

$$C_{pe+} = +0,052$$

Zone H : $S = 943,25 \text{ m}^2$ ($S > 10\text{m}^2$).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0,6 + \frac{-0,3 + 0,6}{15 - 5} X (7,6 - 5) = -0,52$$

$$C_{pe} = -0,52$$

Zone I : $S = 147 \text{ m}^2$ ($S > 10\text{m}^2$).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0,3 + \frac{-0,4 + 0,3}{15 - 5} X (7,6 - 5) = -0,33$$

$$C_{pe} = -0,33$$

Zone J : $S = 943,25 \text{ m}^2$ ($S > 10\text{m}^2$).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0,3 + \frac{-1 + 0,3}{15 - 5} X (7,6 - 5) = -0,48$$

$$C_{pe} = -0,704$$

$$C_{pe+} = 0,2 + \frac{0 - 0,2}{15 - 5} X (7,6 - 5) = +0,148$$

Tableau II.11 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V_2

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	+0.052	+0.052	+0.052	-0.33	-0.48
	-1.49	-1.1	-0.52		+0.0148

- Calcul de coefficient de pression intérieur :

$$\mu_P = \frac{1 \times (12 \times 5,8) + 8 \times (2 \times 1,3) \times 8 \times (2,5 \times 1,3)}{1 \times (12 \times 5,8) + 8 \times (2 \times 1,3) \times 16 \times (2,5 \times 1,3)} = 0,817$$

Donc : $C_{pi} = -0.214$

- La pression statique au vent :

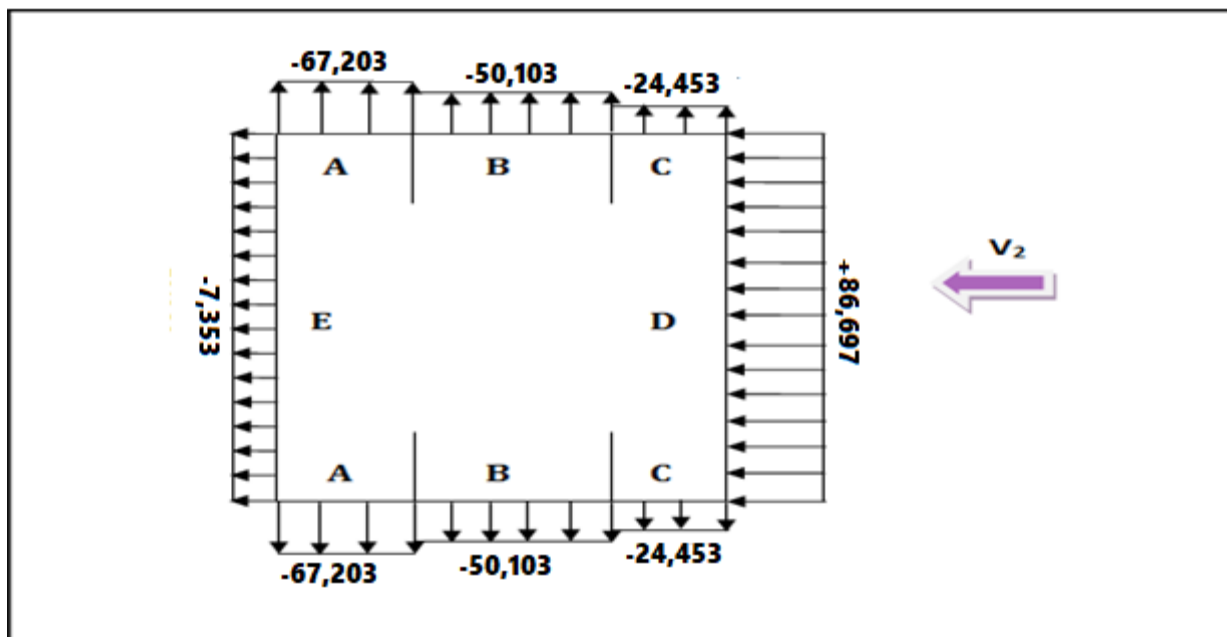
D'après le règlement RNVA2013, les pressions q_h sont calculées par la formule suivante :

$$p_h = q_h (c_e - c_i) \quad [\text{daN/m}^2] \quad (\text{RNVA2013 CH.2, formule 2.6})$$

- Parois verticales

 Tableau II.12 : Valeurs de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_2 .

ZONE	q_h	C_{pe}	C_{pi}	C_d	$p_h [\text{daN/m}^2]$
A	85,5	-1	-0.214	1	-67,203
B	85,5	-0.8	-0.214	1	-50,103
C	85,5	-0.5	-0.214	1	-24,453
D	85,5	+0.8	-0.214	1	+86,697
E	85,5	-0.3	-0.214	1	-7,353


 Figure II.13 : La répartition de pression statique au vent au sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_2

sens V2.

- Toiture :

Tableau II.13 : valeurs de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

ZONE	$q_h(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	C_d	$p_h[N/m^2]$
F	85.5	-1.49	-0,214	1	-109,953
		+0.052	-0,214	1	+22,572
G	85.5	-1.1	-0,214	1	-75,753
		+0.052	-0,214	1	+22,572
H	85.5	-0.52	-0,214	1	-26,163
		+0.052	-0,214	1	+22,572
I	85.5	-0.33	-0,214	1	-9,918
		0	-0,214	1	18,297
J	85.5	-0.48	-0,214	1	-22,743
		0	-0,214	1	+18,297

II.2 Action d'ensemble :

La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum (P_{hi} \times S_i) + \sum F_{fr}$$

Avec :

P_{hi} (en daN/m²) : Pression statique du vent qui s'exerce sur un élément de surface i

S_i (en m²) : Aire de l'élément de surface i

F_{fr} (en daN) : Forces de frottements (d'entraînement) éventuelles.

II.2.1 Détermination de la force de frottement F_{fr} :

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 RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).

Dans ce cas la direction du vent est perpendiculaire au pignon :

- Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{paroi} = [(49 \times 12) \times 2] = 1176 \text{ m}^2.$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport à la direction du vent :

$$S_{toit} = \left[\left(\frac{2}{\sin 7,6} \right) \times 2 \times 49 \right] = 1481,97 \text{ m}^2.$$

- Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 1176 + 1481,97 = 2657,97 \text{ m}^2.$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- **La surface des deux pignons :**

$$S_{\text{pignons}} = (12 \times 44,5) + \left(\frac{44,5 \times 3}{2}\right) = 600,75 \text{ m}^2.$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire totale des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent

$$S = 2657,97 \text{ m}^2 > 4 \times 600,75 \text{ m}^2 = 2403 \text{ m}^2 \rightarrow \text{CONDITION NON VERIFIEE}$$

Donc l'effet de frottement ne doit pas être négligé (cas de vent perpendiculaire au pignon).

Calcul de la force de frottement :

$$F_{\text{fr}} = C_{\text{fr}} \times q_p(z_e) \times A_{\text{fr}}$$

C_{fr} : coefficient de frottement donné par le (tableau 2.8 chapitre 2 de RNVA 2013) Dans notre cas :
Nous avons une couverture en toiture dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent et un bardage de parois verticales dont les ondulations sont aussi perpendiculaires à la direction du vent.

$$\text{Donc : } C_{\text{fr (toiture)}} = C_{\text{fr (parois verticales)}} = 0.04 ;$$

$$\text{Pour la toiture : } Z_e = 10 \text{ m} \Rightarrow q_p(10 \text{ m}) = 85,5 \text{ daN/m}^2 ;$$

$$A_{\text{fr}} = \left[\left(\frac{2}{\sin 7,6} \right) \times 2 \times 49 \right] = 1481,97 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{fr (toiture)}} = 0.04 \times 85,5 \times 1481,97 = 5068,34 \text{ daN}$$

$$\boxed{F_{\text{fr (toiture)}} = 5068,34 \text{ daN.}}$$

$$\text{Pour les parois verticales : } Z_e = 8 \text{ m} \Rightarrow q_p(8 \text{ m}) = 85,5 \text{ daN/m}^2 ; A_{\text{fr}} = 49 \times 12 \times 2 = 1176 \text{ m}^2 ;$$

$$F_{\text{fr (parois verticales)}} = 0.04 \times 85,5 \times 1176 = 4021,92 \text{ daN}$$

$$\boxed{F_{\text{fr (parois verticales)}} = 4021,92 \text{ daN.}}$$

La force de frottement totale :

$$F_{\text{fr}} = F_{\text{fr (toiture)}} + F_{\text{fr (parois verticales)}} = 5068,34 + 4021,92$$

$$\boxed{F_{\text{fr}} = 9090,26 \text{ daN.}}$$

II.2.2 La force résultante R est donnée par :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{Phi} \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{F}_{\text{fr}}$$

Avec :

P_{hi} (en daN/m²) : Pression statique du vent qui s'exerce sur un élément de surface i

S_i (en m²) : Aire de l'élément de surface i

F_{fr} (en daN) : Forces de frottements (d'entrainement) éventuelles.

Valeurs des forces horizontales et verticales :

• **Direction de vent V_1 (avant-arrière) :**

Calcul des surfaces tributaires :

$$S_{F1} = S_{F2} = 7,5 \times 3 = 22,5m^2$$

$$S_G = 2 \times 3 \times 14,75 = 88,5m^2$$

$$S_H = 12 \times 44,5 = 534m^2$$

$$S_I = 34 \times 44,5 = 1513m^2$$

$$S_E = S_D = 44,5 \times 12 + (44,5 \times 3) / 2 = 600,75m^2$$

Tableau II.18 : valeurs Des forces résultantes (V_1).

Zone	Composantes horizontales (daN)	Composantes verticales (daN)
D	94,9×534 = 50676,6 → 94,9×44,5 = 4223,05 →	0 0
E	0	0
F ₁	0	99,18×22,5cos7,6=560,70 ↑
F ₂	0	99,18×22,5cos7,6=560,70 ↑
G	0	84,64×88,5cos7,6=1882,09 ↑
H	0	29,92×534cos7,6=4014,45 ↑
I	0	16,24×1513cos7,6=6173,73 ↑
F _{FR}	9090,26 →	/
R	R _X = 63990 →	R _Z =13191,67 ↑

• **Direction de vent V_2 (gauche – droite) :**

Calcul des surfaces :

$$S_{F1} = S_{F2} = 7,5 \times 3 = 22,5m^2$$

$$S_G = 34 \times 3 = 102m^2$$

$$S_H = 19,25 \times 49 = 943,25m^2$$

$$S_J = 19,25 \times 49 = 128,6m^2$$

$$S_I = 49 \times 3 = 147m^2$$

$$S_D = S_E = 49 \times 12 = 588m^2$$

Tableau II.19 : Valeurs Des forces résultantes (V_2)

Zone	Composantes horizontales (daN)	Composantes verticales (daN)
D	86,697×588=56857,83 →	0
E	7,553×588=4324,56 ←	0
F ₁	109,953×22,5tg7,6=330,09 ←	109,953×22,5=2473,9 ↑
F ₂	109,953×22,5tg7,6=330,09 ←	109,953×22,5=2473,9 ↑

G	$75,75 \times 102 \text{tg} 7,6 = 1030,97$	←	$75,75 \times 102 = 7726,5$	↑
H	$26,163 \times 943,25 \text{tg} 7,6 = 3292,78$	←	$26,163 \times 942,25 = 24678,25$	↑
I	$9,918 \times 147 \text{tg} 7,6 = 194,53$	→	$9,918 \times 147 = 1457,94$	↑
J	$22,743 \times 943,25 \text{tg} 7,6 = 2862,35$	→	$22,743 \times 943,25 = 21457,33$	↑
R	$R_x = 69223,2$	→	$R_z = 60202,82$	↑

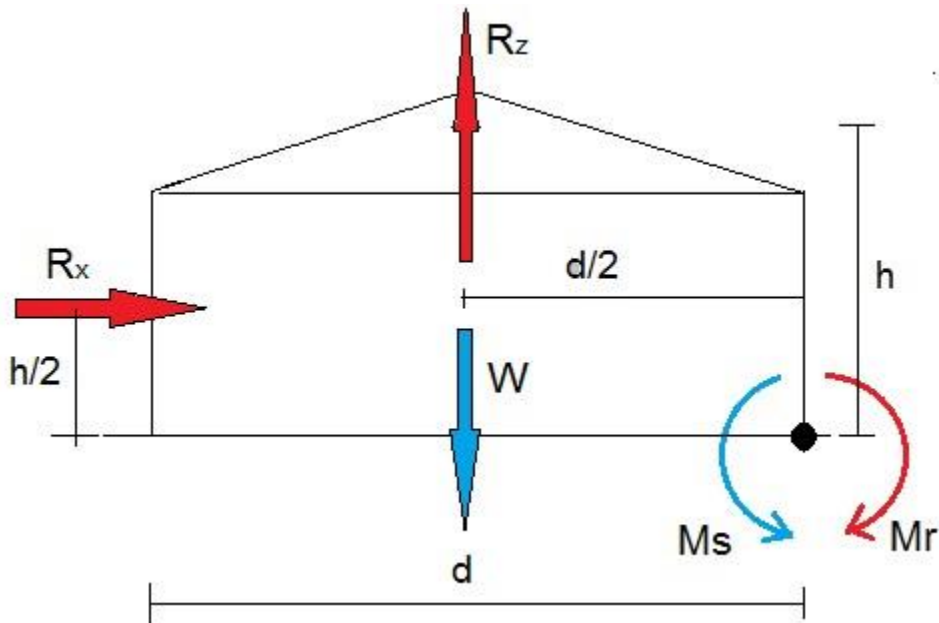


Figure II.14 : Résultantes des pressions de vent sur la section transversale de la structure.

II.2.3 Vérification à la stabilité transversale :

II.2.3.1 Calcul du moment de renversement : Grande face droite < au vent >

$$Mr = Rx \times \frac{h}{2} + Rz \times \frac{b}{2}$$

$$Mr = 69223,2 \times 15 / 2 + 60262,82 \times 49 / 2 = 1,99 \times 10^6 \text{ daN.m}$$

II.2.3.2 Calcul de moment de stabilité :

$$Ms = W \times b / 2$$

Avec :

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

$$W = 50 \times 49 \times 44,5 = 109025 \text{ daN}$$

$$Ms = 109025 \times 24,5 = 2,67 \times 10^6 \text{ daN.m}$$

$Ms = 2,67 \times 10^6 \text{ daN} > Mr = 1,99 \times 10^6 \text{ daN} \rightarrow$ la stabilité transversale est vérifiée

II.2.4 Vérification de la stabilité longitudinale :

Petite face < au vent > :

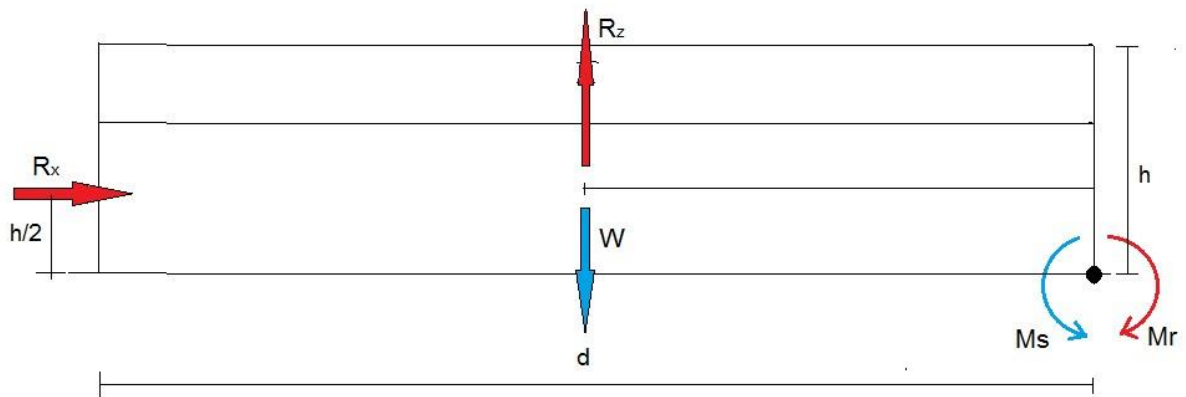


Figure II.15 : Résultantes des pressions de vent sur la section longitudinale de la structure.

II.2.4.1 Calcul de moment renversement :

$$M_r = R_x \times \frac{h}{2} \times R_z \times \frac{b}{2}$$

$$M_r = 88737,13 \times 15/2 + 13191,67 \times 44,5/2 = 959043,13 \text{ daN.m}$$

$$M_s = W \times \frac{b}{2}$$

$$M_s = 50 \times 49 \times 44,5 \times 22,25 = 2,42 \times 10^6 \text{ daN.m}$$

$$M_s = 2,42 \times 10^6 > M_r = 0,96 \times 10^6 \rightarrow \text{La stabilité longitudinale est vérifiée.}$$

II.3 Etude de la neige

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

II.3.1 Domaine d'application

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m. (Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2)

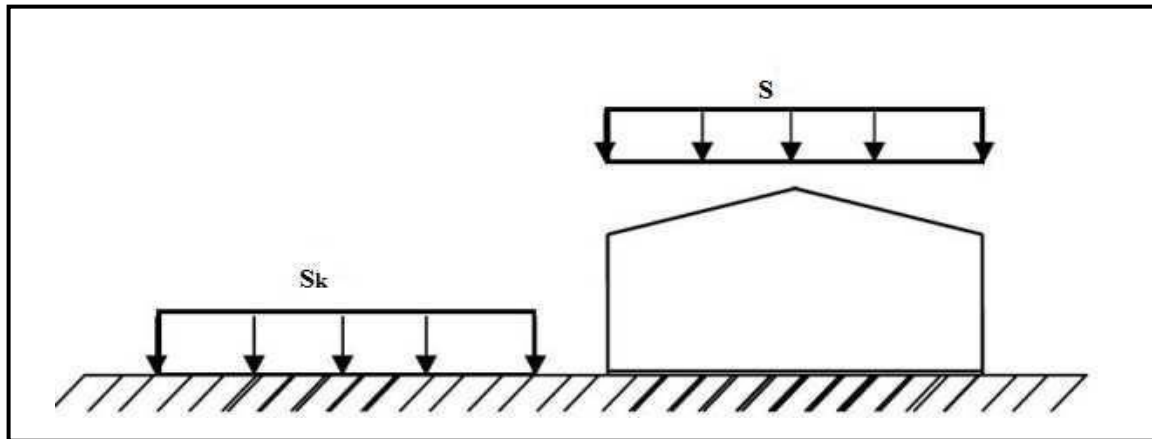


Figure II.16 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

II.3.2 La charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté à la daïra de Ouaguenoun, village Djebba, Wilaya Tizi Ouzou qui est classée en zone A selon la classification de (L'annexe 1 RNVA2013).
- L'altitude du projet est d'environ 100 m.
- Donc : S_k est donnée par la formule suivante :
-

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{RNVA2013. Partie I.4})$$

- H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : **H = 350m**

A.N :

$$S_k = \frac{0.07 \times 350 + 15}{100} = 0,395 \text{ KN/m}^2$$

Donc : **$S_k = 0.395 \text{ kN/m}^2$**

- **Coefficient de forme de la toiture**

- Il est en fonction de la forme de la toiture.
- Dans notre cas le hangar a une toiture a deux versants symétrique avec une pente $\alpha = 7.6^\circ$;
- D'où $0 \leq \alpha = 7.6^\circ \leq 30^\circ$

On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (Selon le tableau 2, RNVA2013 partie I.6.2.2)

II.3.3 Calcul des charges de neige sur la toiture

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

$$S = \mu \cdot S_k [\text{kN/m}^2]$$

A.N :

$$S = 0.8 \times 0.395 = 0.316 \text{ kN/m}^2.$$

Donc :

$$S = 0.316 \text{ kN/m}^2.$$

II.3.4 Disposition des charges sans accumulation :

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 7.6^\circ \leq 30^\circ; \quad \mu = 0,8$$

$$\Rightarrow S = 0.8 \times 0.395 = 0.316 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Par projection horizontale.}$$

$$\Rightarrow S = 0.316 \cos (7.6) = 0.313 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Suivant rampant.}$$

- Et la figure suivante nous montre la distribution de la charge de neige par projection horizontale, et suivant rampant :

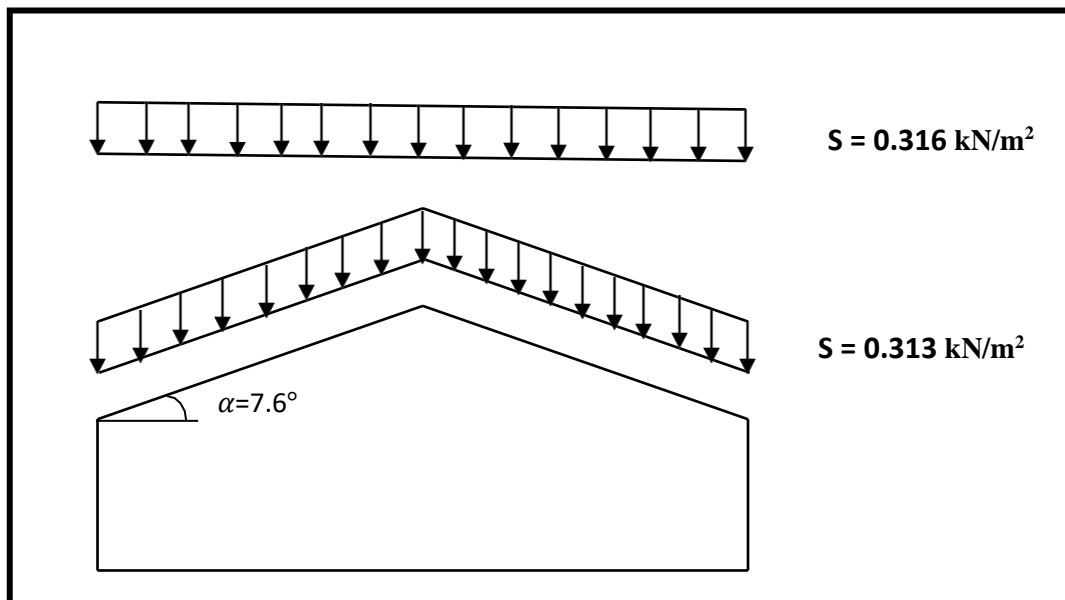


Figure II.17 : Charges de neige sans redistribution par le vent.

II.3.5 Disposition des charges avec accumulation

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 7,6^\circ \leq 30^\circ \quad ; \quad \mu = 0,8$$

$$\Rightarrow S = 0,8 \times 0,395 = 0,316 \text{ kN/m}^2 = 31,6 \text{ daN/m}^2$$

$$\Rightarrow 0,5 \times S = 0,5 \times 0,316 = 0,158 \text{ kN/m}^2 = 15,8 \text{ daN/m}^2$$

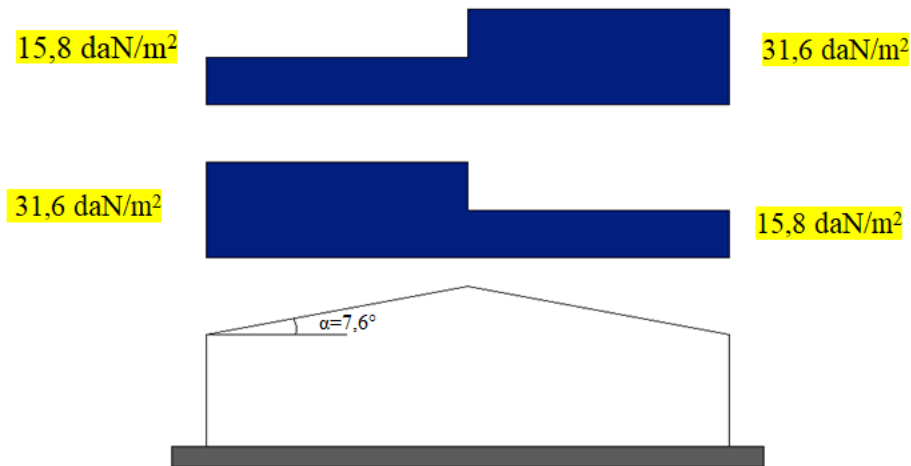
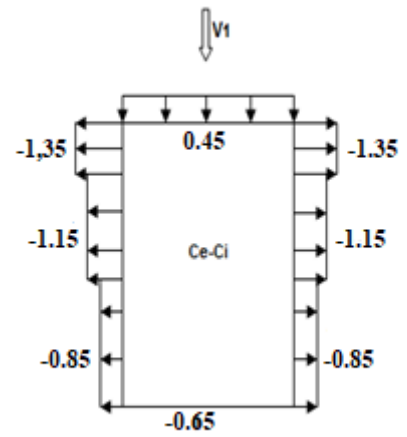
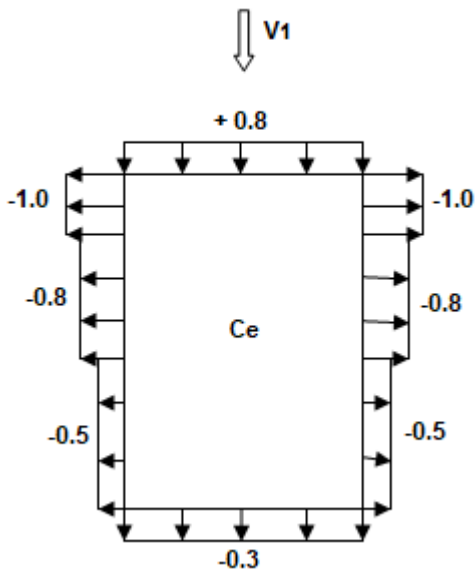


Figure II.18 : Charges de neige.

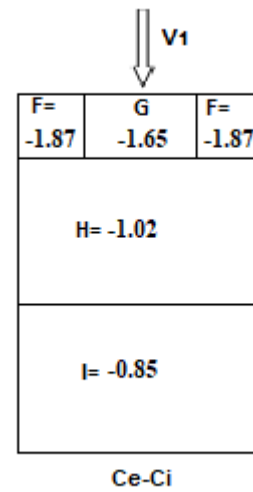
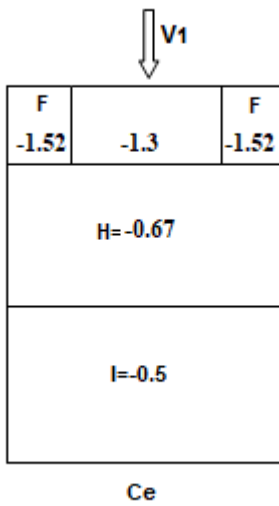
Conclusion :

Dans ce chapitre les charges climatiques dues au vent et à la neige serviront de base pour le dimensionnement des éléments composants l'ouvrage.

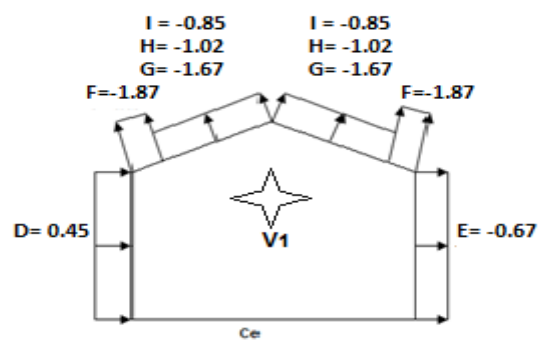
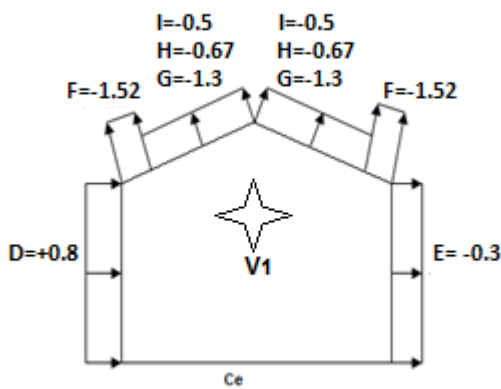
Vent perpendiculaire au pignon (V1) :

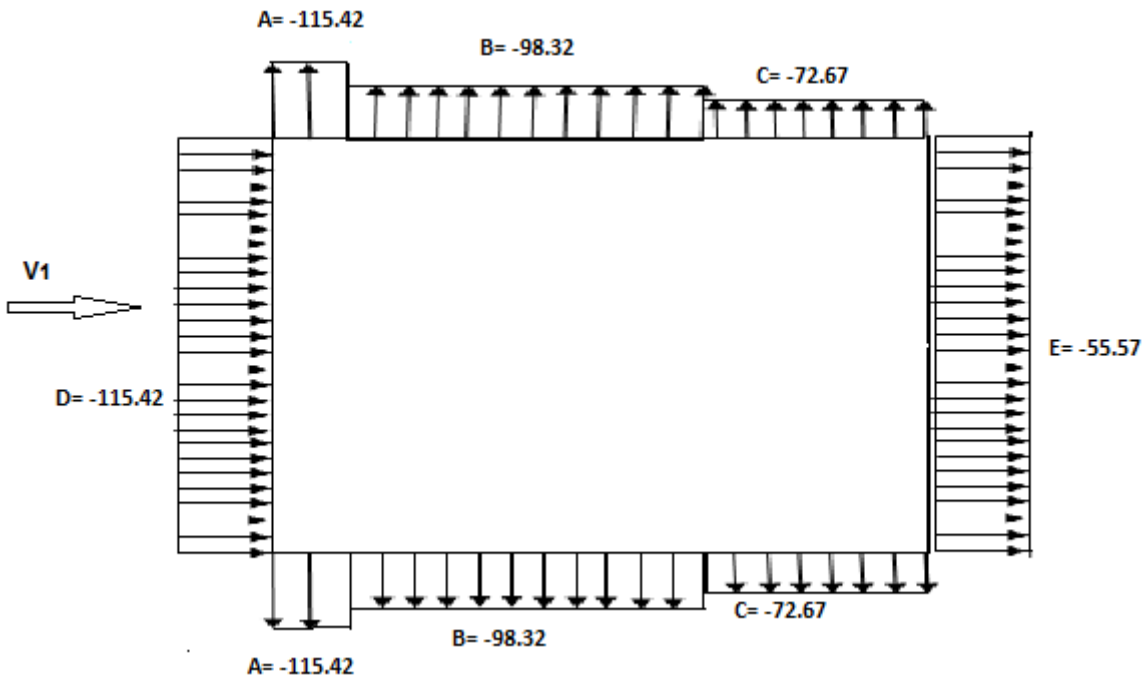


Parois verticales



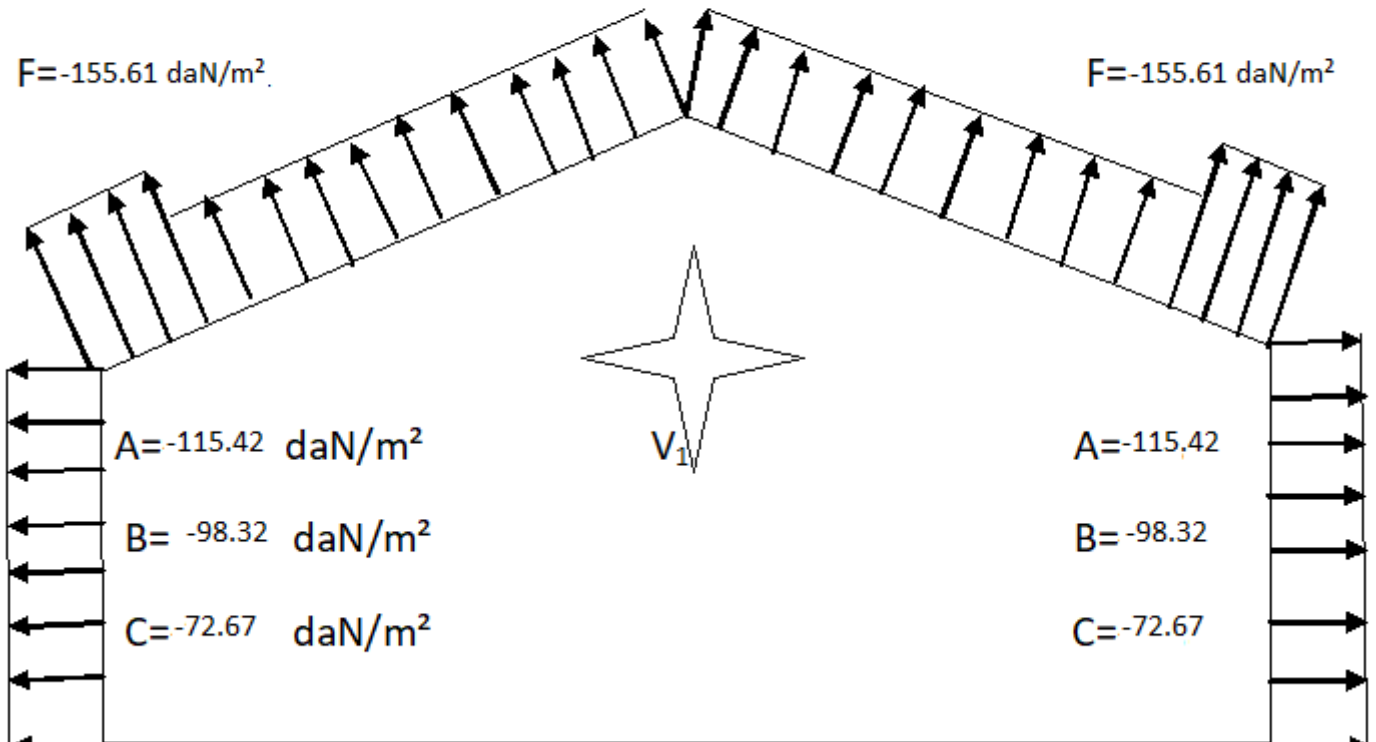
Parois horizontales





Répartitions des valeurs de Ph pour parois verticales (daN/m²)

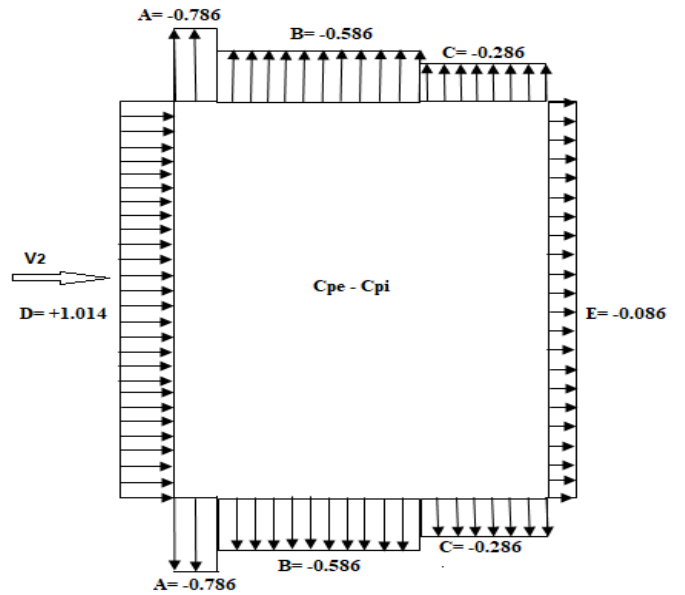
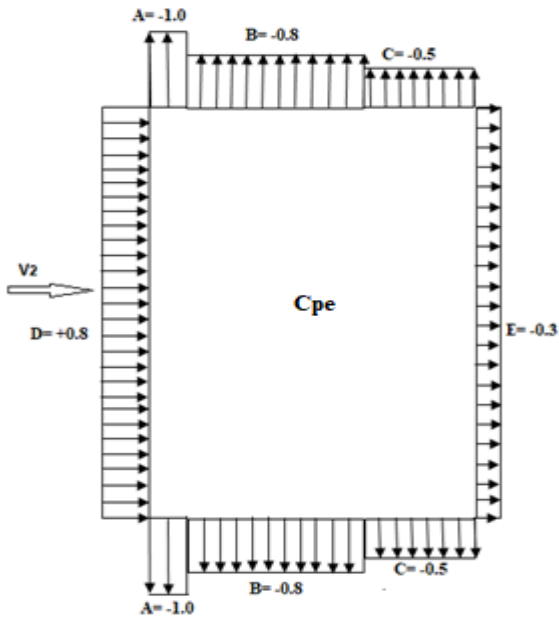
$I = -72.67 \text{ daN/m}^2$	$I = \text{ daN/m}^2$
$H = -86.35 \text{ daN/m}^2$	$H = -86.35 \text{ daN/m}^2$
$G = -141.07 \text{ daN/m}^2$	$G = -141.07 \text{ daN/m}^2$



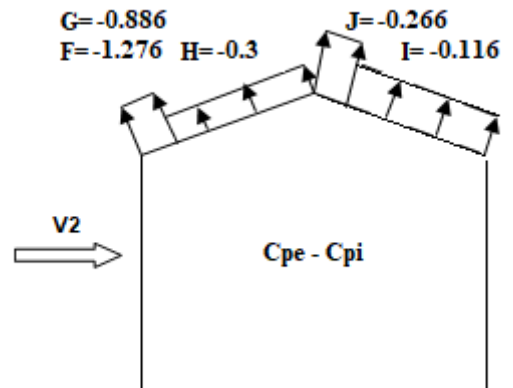
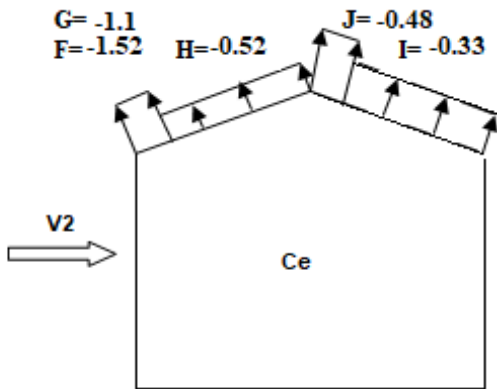
Répartitions de valeurs de Ph sur la toiture (daN/m²)

Vent perpendiculaire au long-pan (V2)

Parois verticales



Versant de toiture
Vers le haut



Cpe

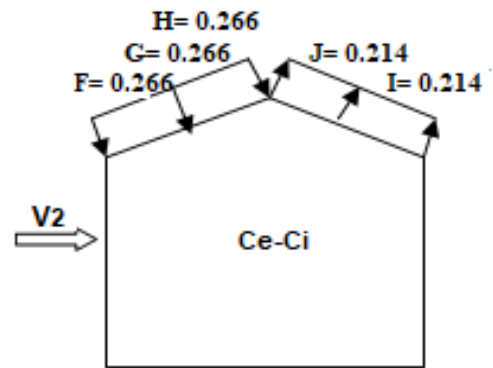
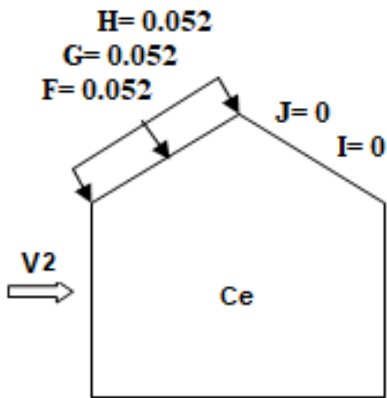
-1.49	F			
-1.1	G	H	J	I
		-0.52	-0.48	-0.33
-1.49	F			

Cpe - Cpi

-1.276	F			
-0.886	G	H	J	I
		-0.3	-0.266	-0.166
-1.276	F			

Valeurs de pression intérieurs et extérieurs (vers le haut)

Versant de toiture
Vers le bas



C_{pe}

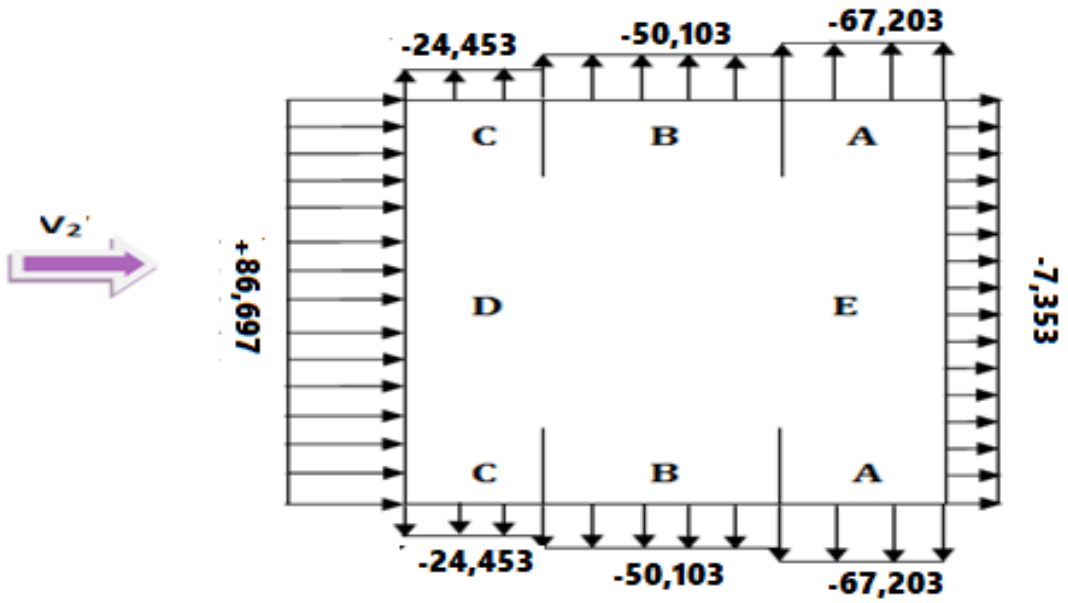
0.052	F			
0.052	G	H 0.052	J 0	I 0
0.052	F			

V_2

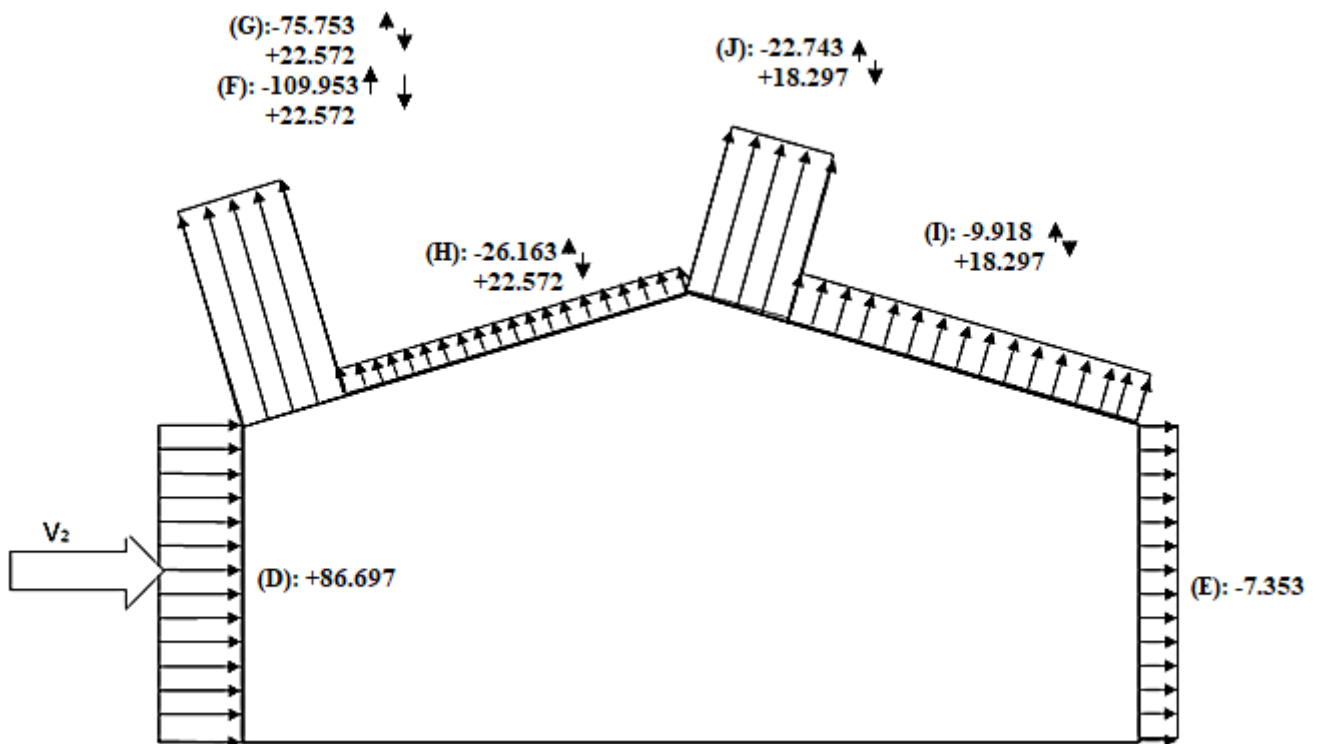
$C_{pe} - C_{pi}$

0.266	F			
0.266	G	H 0.266	J 0.214	I 0.214
0.266	F			

V_2



Répartitions des valeurs de pressions sur parois verticales (daN/m²)



Répartitions des valeurs de pressions sur toiture (daN/m²)

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profils qui devront résister aux différentes sollicitations auxquelles ils sont travaillés aux règles de l'**Eurocode 3**, le principe de la Vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité. Les profils concernés par cette étude sont : les pannes, les potelets, les lisses de bardage.

III.1 Etude Des Pannes

Définition : Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profilés formés à froid en (**Z**), (**U**), (**Σ**) ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**.

La figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture

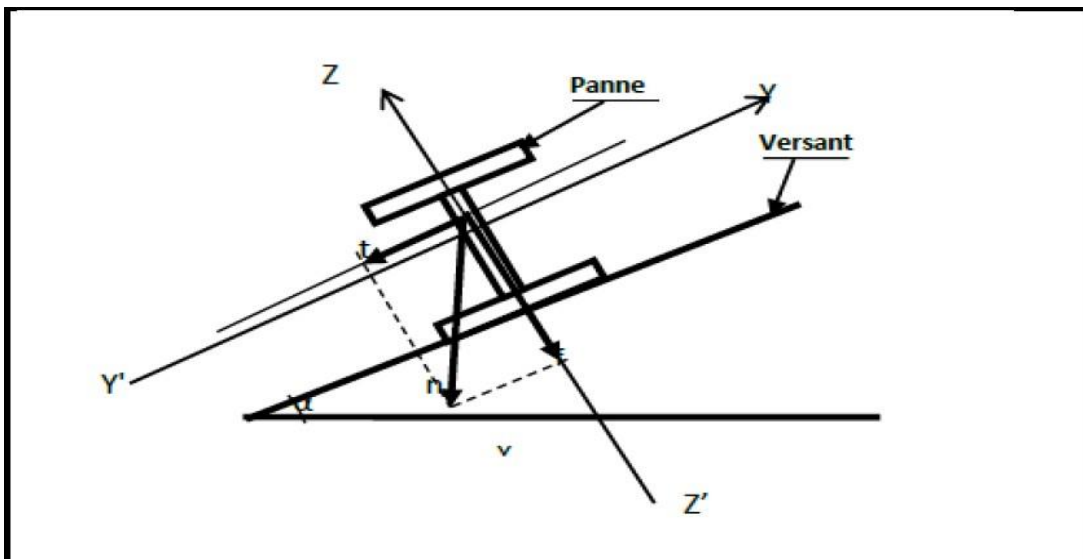


Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture

III.1.1 Les données

- **Espacement entre chaque panne :**
 - Entre la panne de rive et la panne courante $e=1,27\text{m}$
 - Entre deux pannes courantes $e=1,62\text{m}$
 - Entre la panne courante et la panne faitière $e=1,47\text{m}$
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6\text{m}$.
- La pente de chaque versant est $\alpha = 7,6^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12daN/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose... 5daN/m^2
- Poids propre de la panne (estimé) 12daN/ml
- Les pannes sont en acier S275.
- $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ (la limite d'élasticité de l'acier)

III.1.2 Principe De Dimensionnement

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle α , qui est égale à la pente des versants de la toiture.

Elles sont en effet soumises à :

- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture appliqué a son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante f parallèle à l'âme de la panne et une autre composante t parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Aux conditions de déversement (ELU : déversement) ;
- Aux conditions de la flèche (ELS).

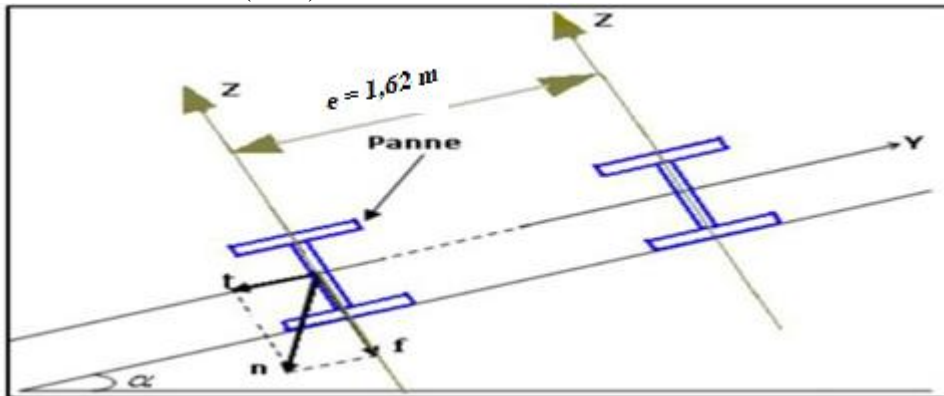


Figure III.2 : Orientation des charges sur les pannes

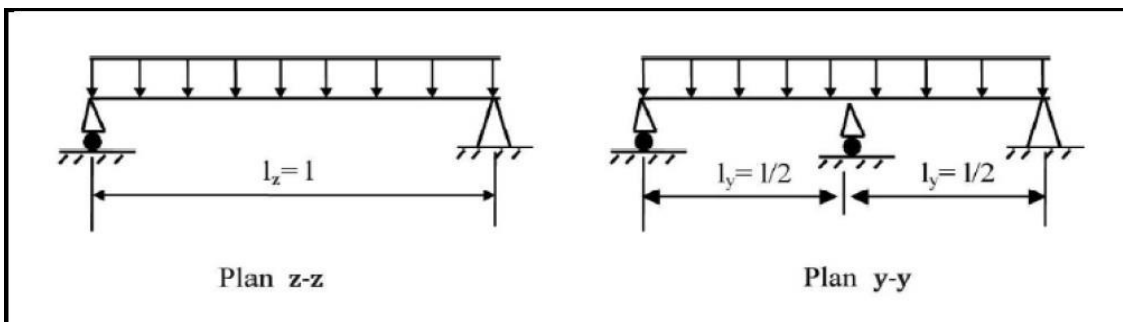


Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

III.1.3 Evaluation Des Charges Et Surcharges

a) Les charges permanentes G

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

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{Panne}}$$

$$G = (12 + 5) \times 1.62 + 12$$

$$G = 39.54 \text{ daN/ml}$$

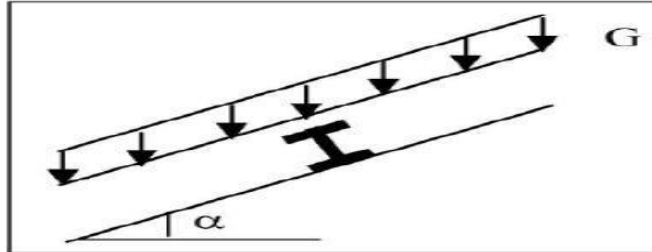


Figure III. 4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes charges permanentes G sur les pannes

Surcharges d'entretien E

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans le calcul une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 daN chacune située à (1/3) et (2/3) de la portée de la panne.

Afin de vérifier la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente (P_{eq}) qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).

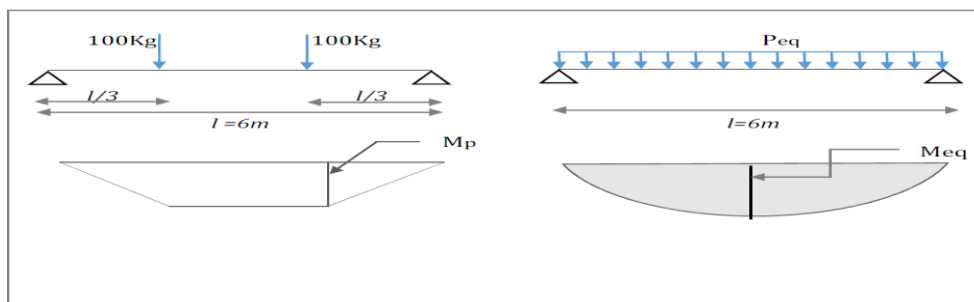


Figure III.5 : Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.

$$M_{\max} = \frac{P' \cdot l}{3} = \frac{P_{eq} l^2}{8} \Rightarrow P_{eq} = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/ml}$$

$$E = 44.44 \text{ daN/ml}$$

- **Surcharges du vent V**

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent
(zone F : vent de soulèvement)

$$V = -155,61 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{chapitre II}).$$

$$V = -155,61 \times 1,62 = -252,09$$

$$V = -252,09 \text{ daN/ml.}$$

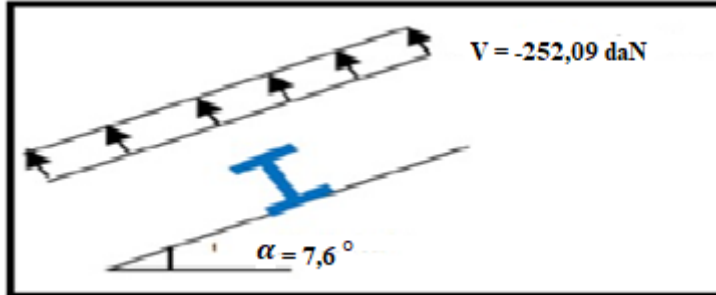


Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes

Surcharges de la neige N

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

$$N = 31,6 \times 1,62 = 51,19 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{chapitre II. étude de la neige}).$$

$$N = 31,6 \times 1,62 \times \cos\alpha = 50,74$$

$$N = 50,74 \text{ daN/ml}$$

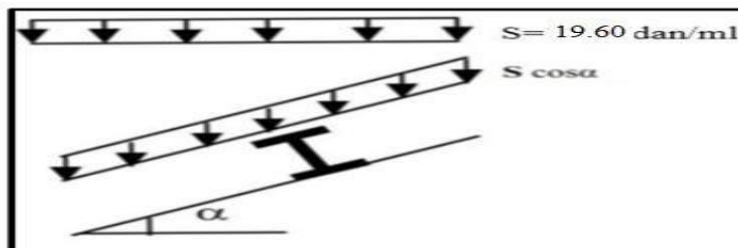


Figure III.7 : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes

III.1.4 Combinaisons Des Charges Les Plus Défavorables

- Action vers le bas ↓

$$Q_{sd,1} = 1,35G + 1,5E = 120,04 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd,2} = 1,35G + 1,5N = 129,37 \text{ daN/ml.}$$

Avec :

$$G = 39,54 \text{ daN/ml.}$$

$$E = 44,44 \text{ daN/ml.}$$

$$V = -252,09 \text{ daN/ml.}$$

$$N = 50,74 \text{ daN/ml.}$$

- Action vers le haut ↑

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = -338,94 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = G \times \sin(\alpha) = +5.23 \text{ daN/ml.}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2}; Q_{z, sd}; Q_{y, sd}) \implies \boxed{Q_{sd} = -338,94 \text{ daN/ml}}$$

III.1.5 Vérification A L'état Limite Ultime ELU

Pour commencer, nous allons étudier le cas d'un profilé **IPE140**, puisque les efforts appliqués sont très importants.

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

Profilé IPE 140	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h	b	t _w	t _f	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _z
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴
	140	73	4.7	6.9	7	112.12	88.34	19.25	7.64	8.76	44.92

- Classe de la section :

Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{36,5}{6,9} = 5,29 \leq 9,2 \rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f-2tr)}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} \leq 66,24 \rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

a) Vérification de la section à la résistance

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

- **Vérification à la flexion**

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y et Z-Z», l'Eurocode 3 « Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée

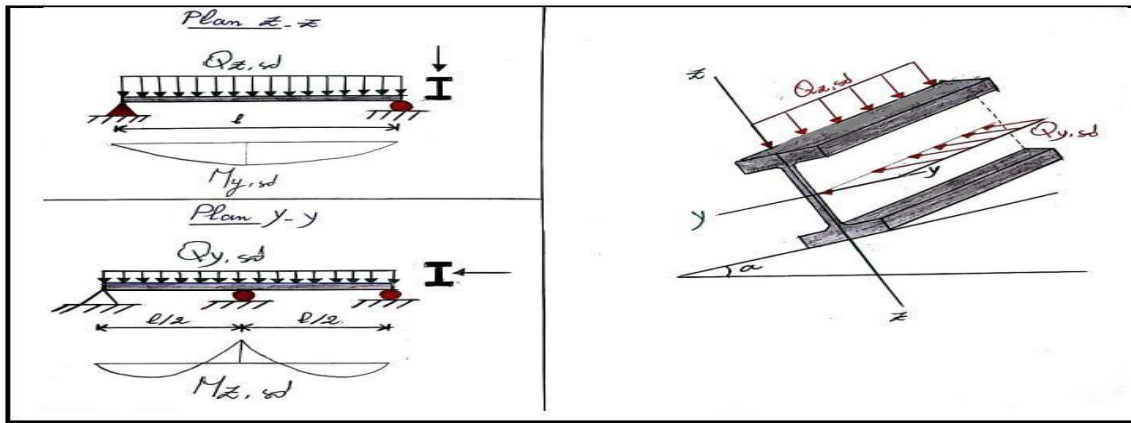


Figure III.8 : Panne de toiture en flexion.

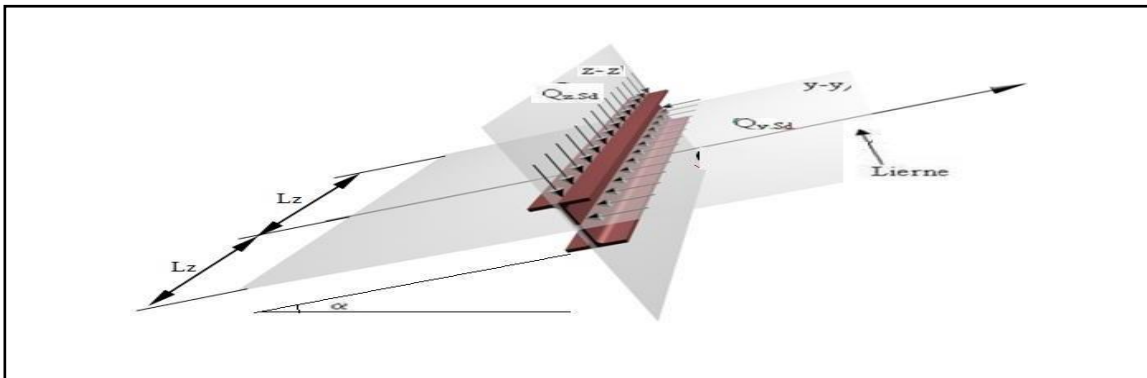


Figure III.9 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

La panne travail en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule (5-35) de l’Eurocode 03 (Page 163), pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes **1** et **2**

My,sd : Moment fléchissant de calcul autour de l’axe y-y causé par la charge Qz,sd.

Mz,sd : Moment fléchissant de calcul autour de l’axe z-z causé par la charge Qy,sd.

Mply,Rd : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l’axe y-y.

Mplz,Rd : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l’axe z-z.

Qy,d: Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l’âme

Qz,d : Charge appliquée dans le plan de l’âme.

Wpl,y: Module de résistance plastique de la section suivant l’axe y-y.

Wpl,z: Module de résistance plastique de la section suivant l’axe z-z.

Pour les sections en **I** et **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$ $n = N_{sd}/N_{pl,Rd}$

Dans notre cas l’effort normal $N = 0$ donc $\beta = 1$

$Q_{sd} = -338,94 \text{ daN/ml}$ (combinaison de charge maximale)

$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = -338,94 \times \cos(7,6^\circ) = -335,96 \text{ daN/ml}$.

$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = -338,94 \times \sin(7,6^\circ) = -44,82 \text{ daN/ml}$.

$$\{M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{-44,82 \times (\frac{6}{2})^2}{8} = -50,42 \text{ daN.m}$$

$$\{M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{-335,96 \times 6^2}{8} = -1511,82 \text{ daN.m}$$

$$\{M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{19,25 \times 27,50}{1,1} = 661,71 \text{ daN.m}$$

$$\{M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times fy}{\gamma_{M0}} = \frac{88,34 \times 27,50}{1,1} = 2208,5 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{1511,82}{2208,5} \right]^2 + \left[\frac{50,52}{661,71} \right] = 0,57 < 1 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

- Vérification au cisaillement

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 3) :

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

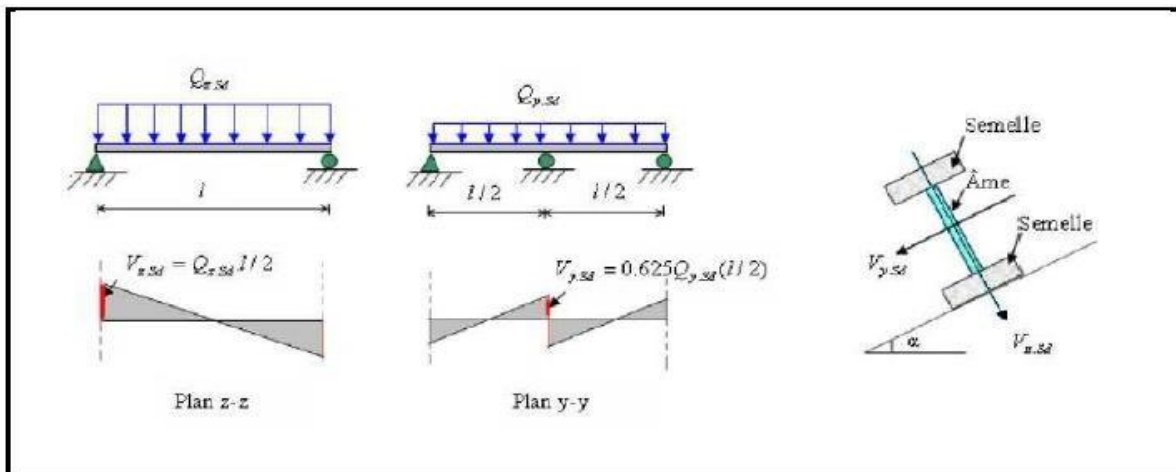


Figure III.10 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes (Eurocode 3) :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \rightarrow V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} \text{ et } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times fy / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd} \rightarrow V_{y,sd} = 0,625 \times Q_{y,sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right) \text{ et } V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times fy / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$V_{y.sd}$: Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z.sd}$: Effort tranchant dans le plan de l'âme.

$V_{ply.Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

$V_{plz.Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

A_{vz} et A_{vy} : Aire de cisaillement (profilé IPE140) en cm^2

γ_{M0} : Facteur de résistance en section ($\gamma_{M0} = 1.1$)

$$V_{z.sd} = \frac{338,94 \times 6}{2} = 1016,82 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0,625 \times 44,82 \cdot \left(\frac{6}{2}\right) = 84,03 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{7,64 \times 27,50 / \sqrt{3}}{1,1} = 10969 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{8,76 \times 2750 / \sqrt{3}}{1,1} = 12643 \text{ daN}$$

f_y : limite d'élasticité d'acier ($f_y = 2750 \text{ daN/cm}^2$)

$V_{z.sd} = 1016,82 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 10969 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$V_{y.sd} = 84,03 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 12643 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

Vérification au déversement :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

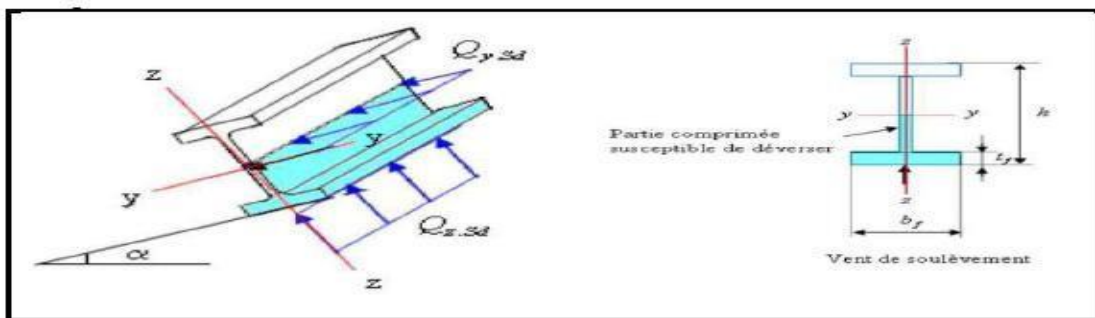


Figure III.11: Déversement d'une panne de toiture.

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

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

$$\begin{cases} Q_z = - 338,94 \text{ daN/ml} \\ Q_y = 5,23 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{5,23 \times (\frac{6}{2})^2}{8} = 5,89 \text{ daN.m} \\ M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{338,94 \times 6^2}{8} = 1525,23 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,25 \times 27,5}{1,1} = 481,25 \text{ daN.m} \\ M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,34 \times 27,5}{1,1} = 2208,5 \text{ daN.m} \end{cases}$$

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

- $M_{b,Rd}$: Le moment résistant de déversement
- χ_{LT} : c'est le coefficient de réduction pour le déversement, qui en fonction de l'élancement réduite λ_{LT} et coefficient d'imperfection α_{LT} .

La valeur est donnée à partir du tableau des coefficients de flambement (EC3 partie 1-1).

- $\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profilés laminés

$$\overline{\lambda_{lt}} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right)$$

Le risque de déversement est atteint lorsque : $\lambda_{LT} > 0,4$



Pour les profilés laminés e I et H, l'élément peut être déterminé par la formule suivante, qui place en toute sécurité :

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{c_1 \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right)}} \quad (\text{Calcul des structures métalliques selon l'EC3. p.142})$$

K=1 (appuis simple), d'après annexe F : C1=1.132 (EC 3.p.420)

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{300}{1,65}}{1,132^{0,5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{300}{1,65}}{\frac{14}{0,69}}\right)\right)^{0,25}} = 80,09$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = \frac{80,09}{93,9} = 0,87$$

Section laminée $\alpha_{lt} = 0,21$  Coubre de flambement  $\chi_{LT} = 0,8266$

$$M_b = 0,8266 \times 2208,5 = 1825,55 \text{ daN.m}$$

$$M_b = 1825,55 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{1525,23}{1825,55}\right]^2 + \left[\frac{5,89}{481,25}\right] = 0,84 \leq 1$$

La résistance au déversement est vérifiée.

III.1.6 Vérification A L'état Limite De Service ELS :

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérés).

$$Q_{sd,1} = G + N = 39,54 + 50,74 = 90,28 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd,2} = G + V' = 39,54 + 252,09 = 291,63 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2}) = 291,63 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 289,07 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 38,56 \text{ daN/ml}$$

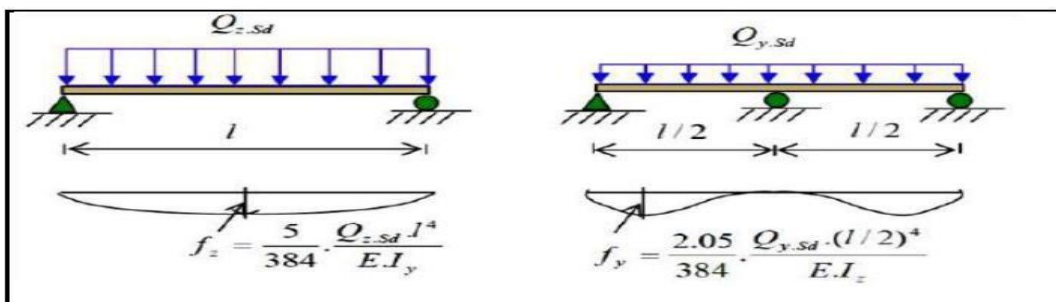


Figure III.12 : Vérification de la flèche

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \cdot l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{2,8907 \cdot 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 541,2} = 4,29 \text{ cm}$$

$$f_z = 4,29 \text{ cm} > f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Non Vérifiée}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y, sd} \cdot (l/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{0,3856 \cdot 300^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 44,92} = 0,17 \text{ cm} < f_{adm} = 1,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Conclusion :

Après avoir fait les vérifications à la résistance et à la flèche, on constate que l'**IPE 140** doit être renforcées avec des liernes.

III.2 Etude Des Liernes De La Toiture :

Définition : Les liernes sont des tirants disposés à mi- portée des pannes perpendiculairement ces dernières dans le plan de la toiture. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes en réduisant la portée de ces dernières dans le sens transversal.

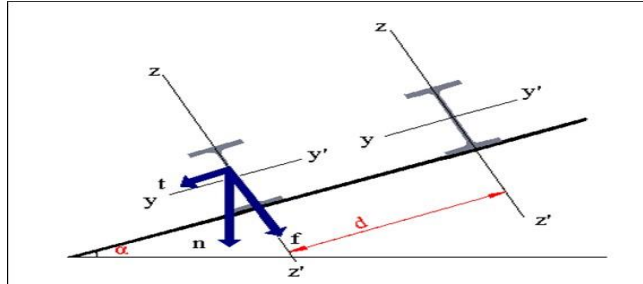
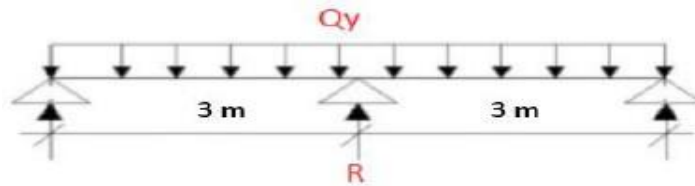


Figure III.13 : Dispositions des liernes.

III.2.1 Dimensionnement Des Liernes

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



$$R = 1,25 \cdot Q_{y,sd} \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 38,56 \times 3$$

$$R = 144,6 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de la lierne L1 provenant de la panne sablière

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{144,6}{2} = 72,3 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons L2, L3, L4, L5, L6, L7, L8.

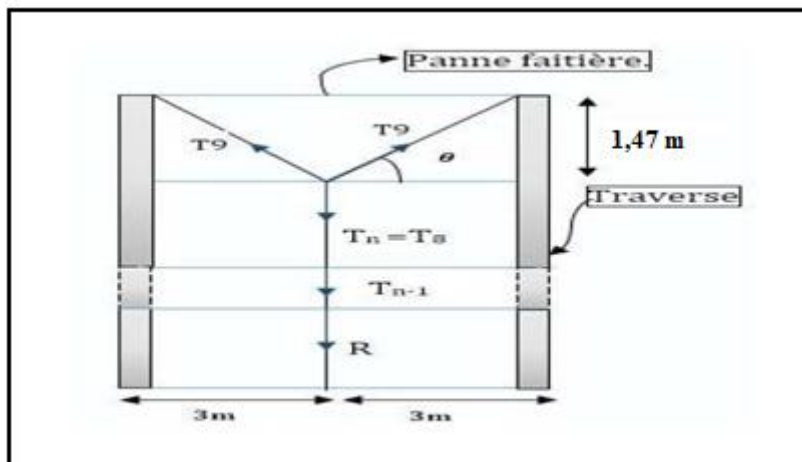


Figure III.14 : Efforts dans les liernes

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1 = 144,6 + 72,3 = 216,9 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 144,6 + 216,9 = 361,5 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 144,6 + 361,5 = 506,1 \text{ daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 144,6 + 506,1 = 650,7 \text{ daN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 144,6 + 650,7 = 795,3 \text{ daN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 144,6 + 795,3 = 939,9 \text{ daN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 144,6 + 939,9 = 1084,5 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L₉

$$2T_9 \times \sin(\theta) = T_8$$

$$T_9 = 1229,1 \text{ daN}$$

Avec

$$\theta = \text{Arctg} \frac{1,27}{3} = 22,94^\circ$$

III.2.2 Calcul De La Section Des Liernes

Le tronçon le plus sollicité est L₈

$$T_8 = N_{sd} = 1084,5 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1084,5 \times 1,1}{2750} = 0,4338 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0,4338 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0,4338 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{0,4338 \times 4}{\pi}} = 0,74 \text{ cm} = 7,4 \text{ mm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

III.3 Etude De L'échantignole :

Définition : L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes ou aux traverses des portiques. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de déversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

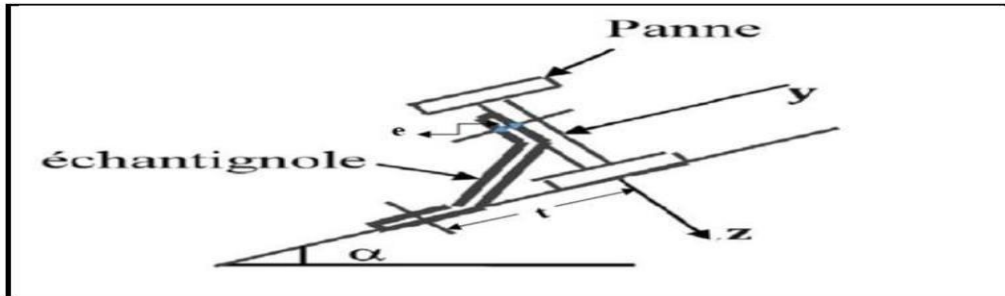


Figure III.15 : Disposition de l'échantignolle.

III.3.1 Calcul des charges revenant à l'échantignolle

Effort de soulèvement

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = -338,98 \text{ daN/ml.}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y,sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = +7.06 \text{ daN/ml.}$$

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

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

Pour un IPE 140 : $b = 7.3 \text{ cm}$

$$7.3 \leq t \leq 10.95 \quad \text{on adopte} \quad e = 9 \text{ cm}$$

Echantignolle de rive

$$R_z = Q_{z,sd} \times \frac{l}{2}$$

$$R_z = 338,98 \times 3 = 1016,94 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y,sd} \times \frac{l}{2}$$

$$R_y = 7.06 \times 3 = 21,18 \text{ daN}$$

Echantignole intermédiaire

$$M_z = 2xR_z = 2033,88 \text{ daN}$$

$$M_y = 2xR_y = 42,36 \text{ daN}$$

III.3.2 Calcul Du Moment De Renversement

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante

$$M_R = M_z \times t \times R_y \times \frac{h}{2}$$

$$2033,88 \times 9 + 42,36 \times 7 = 18601,44 \text{ daN.cm} = 1,86 \text{ KN.m}$$

III.3.3 Dimensionnement De L'échantignole

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante

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

$$M_R = M_{sd} \dots\dots\dots \text{(Moment sollicitant)}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}} \dots\dots\dots \text{(Moment de résistance élastique de la section)}$$

III.3.4 Calcul De L'épaisseur De L'échantignole

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{el} = \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{18601,44 \times 1,1}{2750} = 7,44 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq \frac{b \cdot e^2}{6}$$

La largeur de l'échantignole est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur la quelle va être soudée l'échantignole

- Traverse IPE 360
- $b = 170 \text{ mm}$.

$$e = \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 6.52}{17}} = 1.51 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle de 16 mm d'épaisseur.

III.4 Calcul Des Lisses De Bardage

Définition : Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires.

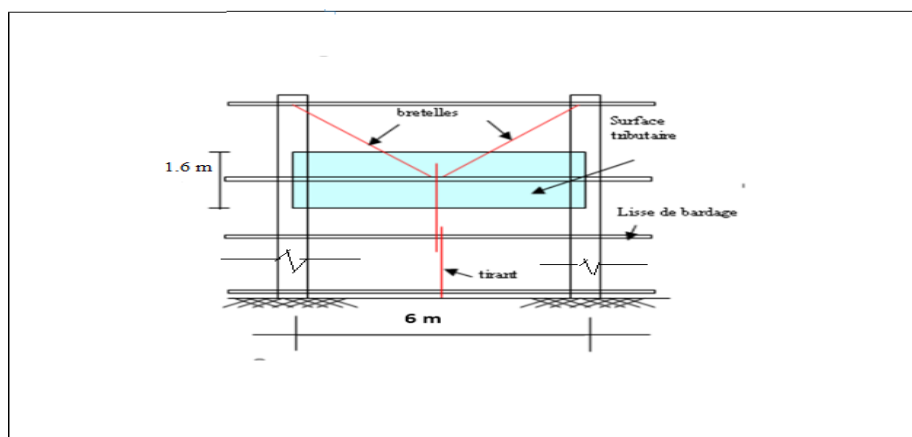


Figure - III .16 : Disposition des lisses de bardages.

III.4.1 Principe de dimensionnement

Les lisses sont soumises à : la flexion autour de Z + flexion autour de Y.

De ce fait, elles fonctionnent en flexion déviée (bi-axiale).

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

Comme dans le cas des pannes, les lisses aussi sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

- Condition de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Condition de la stabilité (ELU : déversement) ;
- Condition de flèche (ELS).

III.4.2 Vérification De La Lisse De Long-Pan

Les Données

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 6\text{m}$.
- L'entre axe des lisses $e = 1.6\text{m}$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ($n=5$)
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)..... 12 daN/m^2
- Poids propre d'isolants..... 5 daN/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5 daN/m^2
- Poids propre de la lisse (UPN140)..... 16 daN/ml

III.4.2.1 Evaluation des charges et surcharges

Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (12 + 5 + 5) \times 1,6 + 16$$

$$G = 51,2 \text{ daN/ml}$$

Surcharges climatiques du vent : (suivant le plan de l'âme)

$$V = + 86,697 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{Tableau II.12. chapitre 2})$$

$$V = 86,697 \times 1,6 = 138,72 \text{ daN/ml}$$

$$V = 138,152 \text{ daN/ml (pression)}$$

III.4.2.2 Combinaison De Charges Les Plus Défavorables

$$1,35G + 1,5V$$

$$Q_{y,sd} = 1,35 G = 1,35 \times (51,2)$$

$$Q_{y,sd} = 69,12 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1,5 V = 1,5(138,72)$$

$$Q_{z,sd} = 208,08 \text{ daN/ml}$$

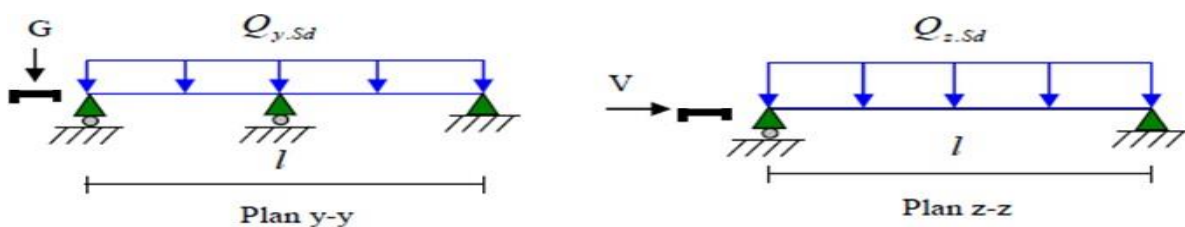


Figure III. 17: La répartition des charges sur les lisses de long pan.

III.4.2.3 Vérification a l'état limite ultime :

Par tâtonnement on choisit l'UPN 140

Données concernant ce profilé :

Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de l'UPN140

Profilé UPN140	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	A _{vz} (cm ²)	A _{vy} (cm ²)	I _z (cm ⁴)
	140	60	7	10	r 1 = 10 r 2 = 5	98	103	28.3	10.41	12	62.7

• **Classe de la section :**

Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{60/2}{10} = 3 < 10$$

Semelle de classe 1

Ame (fléchie) :

$(c/t_f) \leq 10\epsilon$ avec : $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ Ame de classe 1

Donc : La Section est de classe 1

Vérification à la résistance en section

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

- Vérification à la flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2 selon EC3

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta$$

Dans notre cas : La section en I donc $\alpha = 2$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

$$M_{z,sd \max} = \frac{Q_{ysd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{69.12 \times (6/2)^2}{8} = 77.76 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd \max} = \frac{Q_{zsd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{208.08 \times (6)^2}{8} = 936.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,yrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 \times 2750 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 2575 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,zrd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.3 \times 2750 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 707.5 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{936,36}{2575} \right]^2 + \left[\frac{77,76}{707,5} \right]^1 = 0,13 + 0,11 = 0,24 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{z,pl,Rd} \rightarrow V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} \text{ et } V_{z,pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{y,pl,Rd} \rightarrow V_{y,sd} = \frac{0,635 \cdot Q_{y,sd} \times l}{2} \text{ et } V_{y,pl,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z,sd} = 624,24 \text{ daN} \leq V_{z,pl,Rd} = 15025,5 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 131,67 \text{ daN} \leq V_{y,pl,Rd} = 17320,46 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au déversement**

Il n'y a pas le risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est

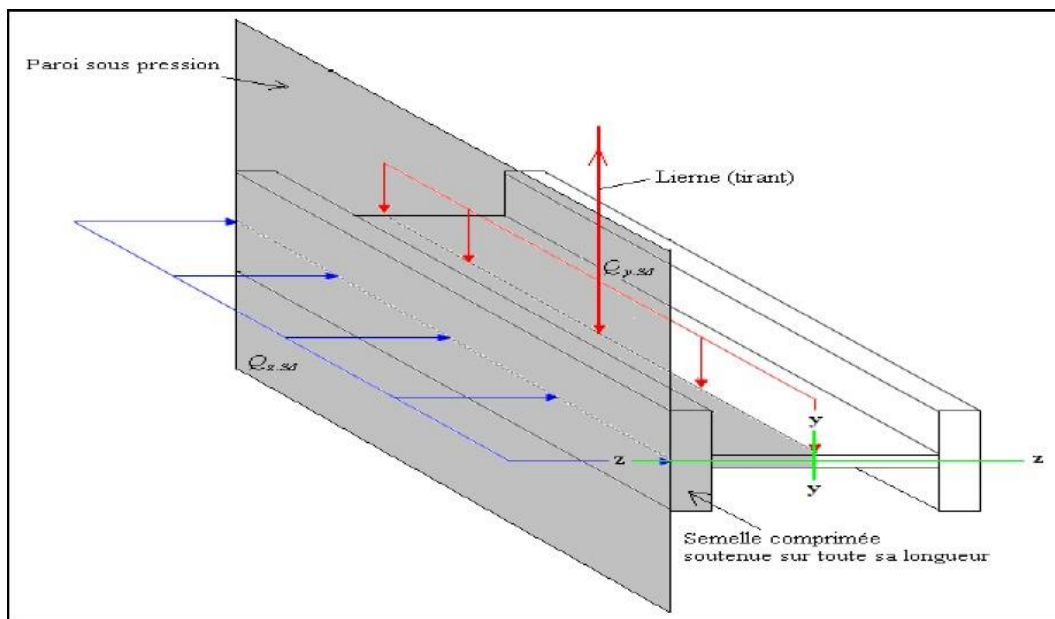


Figure III.18 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur

III.4.2.4 Vérification A L'état Limite De Service (ELS)

Vérification de la flèche

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

$$Q = G + V$$

– Condition de vérification

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V.l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{138,72.10^2.600^4}{2,1.10^6 \times 541,2} = 1,84 \text{ cm}$$

$f_z = 1,84 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm}$Condition vérifiée.

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{G.(l/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{5120.300^4}{2,1.10^6 \times 62,7} = 0,16 \text{ cm} < f_{adm} = 1,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

La lisse de long pan en UPN140 est vérifiée à la sécurité.

III.4.3 Calculs Des Liernes De Long-Pan

III.4.3.1 Calcul De L'effort De Traction Dans Le Lierne Le Plus Sollicité

La Réaction R au niveau du lierne

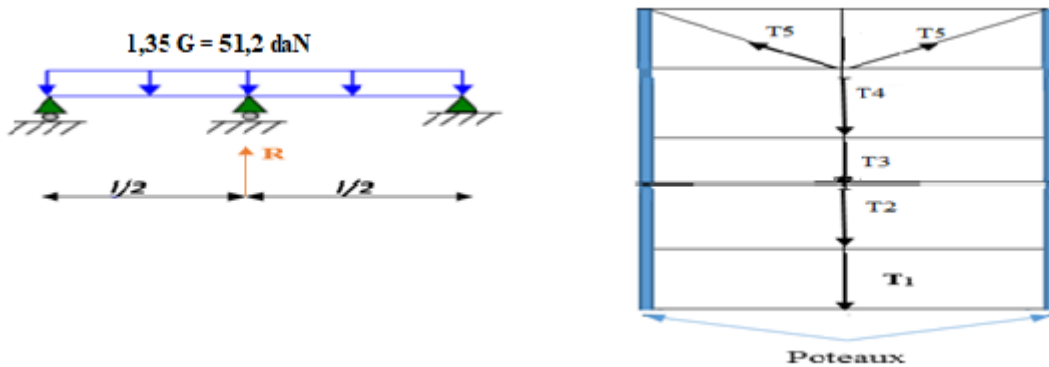


Figure III.19 : Efforts dans les liernes de long-pan

$$R = 1,25(1,35G) \times \frac{l}{2} = 1,25(1,35 \times 51,2) \times 3 = 259,2 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{259,2}{2} = 129,2 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon L2.

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1 = 259.2 + 129.6 = 388.8 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 259.2 + 388.8 = 648 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_{13} = 259.2 + 648 = 907.2 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L5

$$2T_5 \times \sin(\theta) = T_4$$

Avec :

$$\theta = \arctg \frac{1,60}{3} = 28,95^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \times \sin \theta} = 824,72 \text{ daN}$$

III.4.3.2 Calcul De La Section Des Liernes

Le tronçon le plus sollicité est L2 :

$$T_4 = N_{sd} = 907.2 \text{ daN (tension)}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$N_{pl, Rd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{pl, Rd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{907,2 \times 1,1}{2750} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } A = \frac{\pi \times \theta^2}{4} \geq 0,36 \text{ cm}^2$$

$$\theta \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,36}{\pi}} = 0,46 \text{ cm}$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre rondede diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$.**III.4.4 Vérification De La Lisse De Pignon On Choisit L'UPN140****III.4.4.1 Les Données**

- L'entre axe des lisses $e = 1.5 \text{ m}$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12daN/m²
- Poids propre d'isolants 5daN/m²
- Poids propre d'accessoires de pose... 5daN/m²
- Poids propre de la lisse estimé (UPN140) 16daN/ml

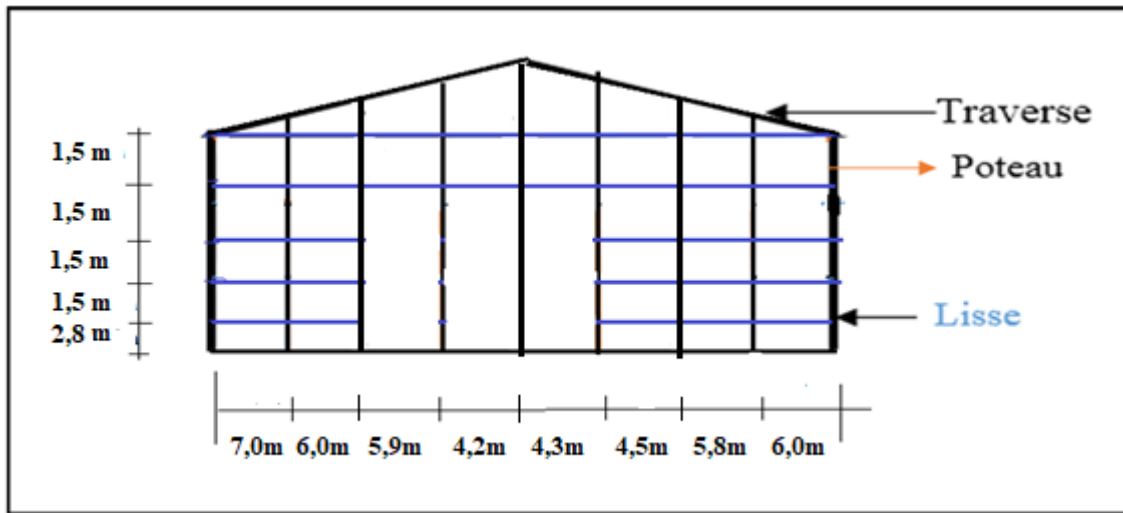


Figure III.20 : Disposition des lisses sur le pignon

III.4.4.2 Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes**

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Pisolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + \text{Plisse}$$

$$G = (12 + 5 + 5) \times 1,5 + 16 = 49$$

G = 49 daN/ml

- **Surcharges climatiques du vent**

La lisse de pignon est soumise à un vent de pression de :

$$V = 94,9 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{Pression}).$$

$$V = 94,9 \times 1,5 = 142,35$$

V = 142,35 daN/ml

III.4.4.3 Vérification à l'état limite ultime

Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques de L'UPN140

Profilé UPN140	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h	b	t _w	t _f	r	d	W _{ply}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _z
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ⁴)
	140	60	7	10	r ₁ = 10 r ₂ = 5	98	103	28.3	10.41	12	62.7

- **Classe de la section :**

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{60/2}{10} = 3 < 10$$

Semelle de classe 1

3-Ame (fléchie) :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon \quad \text{Avec : } f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots \text{Ame de classe 1}$$

Donc : La Section est de classe 1

III.4.4.4 Vérification à la résistance en section

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

- **Vérification à la flexion**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2

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

Dans notre cas : La section en **I** donc $\alpha = 2$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

$$M_{z,sd \max} = \frac{Q_{ysd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{69,12 \times (6/2)^2}{8} = 77,76 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd \max} = \frac{Q_{zsd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{208,08 \times (6)^2}{8} = 936,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,yrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 \times 2750 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 2575 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,zrd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28,3 \times 2750 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 707,5 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{936,36}{2575} \right]^2 + \left[\frac{77,76}{707,5} \right]^1 = 0,13 + 0,11 = 0,24 < 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{z,pl,Rd} \rightarrow V_{z,sd} = \frac{1,5V \times l}{2} \text{ et } V_{z,pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{y,pl,Rd} \rightarrow V_{y,sd} = \frac{0,625 \cdot 1,35G \times l}{2} \text{ et } V_{y,pl,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z,sd} = \frac{1,5 \times 142,35 \times 6}{2} = 640,575 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = \frac{0,625 \cdot 1,35 \cdot 49 \times 6}{2} = 124,03 \text{ daN}$$

$$V_{z,pl,Rd} = \frac{10,41 \times 2750/\sqrt{3}}{1,1} = 15025,54 \text{ daN}$$

$$V_{y,pl,Rd} = \frac{12 \times 2750/\sqrt{3}}{1,1} = 17320,5 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 640,675 \text{ daN} < V_{z,pl,Rd} = 15025,54 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 124,03 \text{ daN} < V_{y,pl,Rd} = 17320,5 \text{ daN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au déversement**

La stabilité des lisses concerne aussi la vérification au déversement. Dans notre cas la lisse de pignon est soumise à un vent de pression c'est-à-dire la semelle extérieure est comprimée sous l'action du vent et vu quelle est soutenu latéralement sur toute sa longueur, il n'y a pas donc le risque de déversement

III.4.4.5 Vérification A L'état Limite De Service (ELS)

- **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées). $Q = G + V$

Condition de vérification

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{142,35 \cdot 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 605} = 1,89 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 1,89 \text{ cm} < f_{adm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{49 \cdot 10^{-2} \cdot 300^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 62,7} = 0,16 \text{ cm} < f_{adm} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,16 \text{ cm} < f_{adm} = 1,5 \text{ cm}$$

III.4.5 Calcul Des Liernes De Pignon

III.4.5.1 Calcul De L'effort De Traction Dans Le Lierne Le Plus Sollicité

La Réaction R au niveau du lierne

$$R = 1,25(1,35G) \times \frac{l}{2} = 1,25(1,35 \times 49) \times 3 = 248,06 \text{ daN}$$

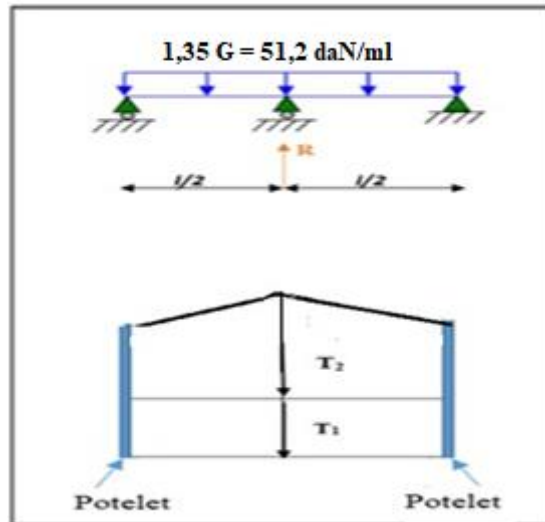


Figure III.21 : Efforts dans les liernes de long-pan.

Effort de traction dans le tronçon de la lierne L1 :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{248,06}{2} = 124,03 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon L2 :

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1 = 248,06 + 124,03 = 372,1 \text{ daN}$$

III.4.5.2 Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L2 :

$$T_2 = N_{sd} = 372,1 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction N_{sd} $N_{pl,Rd}$

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{372,1 \times 1,1}{2750} = 0,15 \text{ cm}$$

$$A \geq 0,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } A = \frac{\pi \times \theta^2}{4} \geq 0,15 \text{ cm}^2$$

$$\theta \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,15}{\pi}} = 0,44 \text{ cm}$$

Pour raison de sécurité on, opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

III.5 Etude Des Potelets

Définition : 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 flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. 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
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions dus au vent

III.5.1 Les Données

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 11,2 \text{ m}$.
- La longueur de la lisse $L = 5,95 \text{ m}$
- L'entre axe des potelets $e = \frac{5,9+6}{2} = 5,95 \text{ m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=7$)
- Poids propre de bardage..... 12 daN/m^2
- Poids propre d'isolants 5 daN/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5 daN/m^2
- Poids propre de la lisse (UPN140) 16 daN/ml

III.5.2 Evaluation des charges

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

$$G = (16 \times 5,95 \times 7) + (12 + 5 + 5) \times (7 \times 5,95 \times 11,2)$$

$$G = 1154,88 \text{ Kg}$$

$$G = 1154,88 \text{ daN}$$

Surcharges climatiques V

$$V = 94,9 \text{ daN/m} \dots\dots\dots (\text{Chapitre II.6})$$

$$V = 94,9 \times 5,95$$

$$V = 564,65 \text{ daN/ml}$$

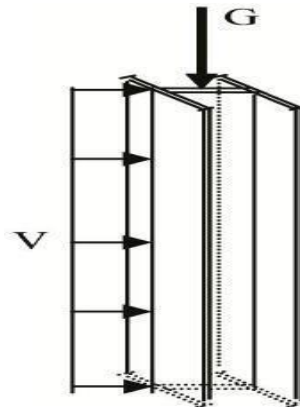


Figure III.22 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet

III.5.3 Dimensionnement Du Potelet

- Sous la condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $V = 564,65 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \times I_z} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{1120}{200} = 5,6 \text{ cm}$$

$L = 1120 \text{ cm}$: longueur du potelet le plus chargé

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{(Vl)^3}{E} = \frac{5}{384} \times \frac{564,65 \cdot 10^{-2} \cdot 1120^3}{2,1 \cdot 10^6} = 7842,36 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 7842,36 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 300** ($I_y = 8356 \text{ cm}^4$)

Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques de l’IPE 300

Profilé IPE 300	Dimensions						Caractéristiques de calcul			
	h	b	t _w	t _f	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	I _z
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ²)	(cm ⁴)
	300	150	7,1	10,7	15	248,6	628	125	25.7	604

❖ **Calcul de la charge permanent G (avec IPE300) :**

$$G = G + (P_{\text{profilé}} \times L_{\text{profilé}}) = 1154,88 + (42,2 \times 11,20)$$

$$G = 1627,52 \text{ daN}$$

III.5.4 Vérification De La Section A La Résistance

a) Incidence de l'effort tranchant

Si : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$Q_{z,sd} = 1,5V = 1,5 \times 564,65 = 846,98 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l}{2} = \frac{846,98 \times 11,2}{2} = 4743,09 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 25,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{3 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{25,7 \times 2750}{3 \times 1,1} = 37094,75 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = 4743,09 \text{ daN} \leq 0,5V_{pl,z,Rd} = 18547,38 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

b) Incidence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \min(0,25 N_{pl,Rd} ; 0,5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant.

Et l'effort normal

$$N_{sd} = 1,35 G = 1,35 \times 1627,52 = 2197,15 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,8 \times 2750}{1,1} = 134500 \text{ daN}$$

$$0,25N_{pl,Rd} = 33625 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot T_f) = 53,8 - 2 \times 15 \times 1,07 = 21,7 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \times \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times \frac{21,7 \times 2750}{1,1} = 27125 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2197,15 \text{ daN} < \min(33625; 27125) = 27125 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2197,15 \text{ daN} < 0,5 \times \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 27125 \text{ daN} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

c) Vérification à la flexion :

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

$M_{cy,sd}$: Moment résistant qui dépend de la classe de la section

- **Classe de la semelle (semelle comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

Avec : $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ et $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{275}{235}} = 0,92$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(150 - 7,1 - 30)/2}{10,7} = 5,27 < 10\varepsilon = 9,2 \dots \dots \text{La semelle est de classe 1}$$

- **Classe de l'âme (flexion composée) :**

$$\alpha \frac{1}{d} \left[\frac{d+dc}{2} \right] \leq 1 \quad \text{et} \quad dc = \frac{N_{sd}}{t_w \cdot f_y} = \frac{2197,15}{0,71 \cdot 2750} = 11,2 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f - 2r)}{7,1} = 43,46 > 33\varepsilon = 30,36$$

Et $\frac{d}{t_w} = 43,46 < 72\varepsilon = 66,24$

Donc : la section est de classe 2

$$M_{cy,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628 \times 2750 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 15700 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = Q_{z,sd} \times \frac{l^2}{8} = \frac{1,5 \cdot V \cdot l^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 564,65 \cdot 11,2^2}{8} = 13280,57 \text{ daN.m}$$

$M_{y,sd} = 13280,57 \text{ daN} < M_{cy,Rd} = 15700 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

III.5.5 Vérification De L'élément Aux Instabilités Avec Déversement Empêché :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

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

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)**

- **Longueur de flambement**

$$l_y = l = 11,2m$$

- **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1120}{12,5} = 89,6$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^5}{2750} \right]^{0,5} = 86,77$$

- **Calcul de l'élancement réduit :**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5}; \beta_A = 1 \text{ (Section de classe 1, 2, 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{89,6}{86,77} = 1,03$$

- **Choix de la courbe de flambement**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 \quad \text{et} \quad t_f = 10,7mm < 40mm$$

Suivant y-y : courbe a $\Rightarrow \alpha = 0,21$

- **Facteur de réduction**

$$\chi_z = 0,5446 \text{ (Tableau du coefficient de flambement de la courbe a)}$$

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

- **Longueur de flambement :**

$$\triangleright l_z = l = 1,5 m \quad \text{(Entraxe des lisses)}$$

- Calcul de l'élanement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{3,35} = 44,77$$

- Calcul de l'élanement :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{44,77}{86,77} = 0,51$$

- Choix de la courbe de flambement

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2 \quad \text{et} \quad t_f = 10,7\text{mm} < 40\text{mm}$$

Suivant z-z : courbe b $\Rightarrow \alpha = 0,34$

- Facteur de réduction

$\chi_z = 0,8798$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0,5446 ; 0,8798) = 0,5446$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A = 1 \text{ (Section de classe 1, 2, 3) et } \lambda_1 = 86,77$$

λ_{LT} : Élanement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(c_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{150}{3,35}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/3,35}{30/1,07} \right)^2 \right]^{0,25}} = 41,87$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{41,87}{86,77} = 0,48 > 0,4 \rightarrow \text{Un risque de déversement est existant}$$

Courbe a $\Rightarrow \alpha = 0,21$

$\chi_{LT} = 0,9304 < 1$ (Tableau du coefficient de flambement de la courbe a)

- Calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{my} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 0,51 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{628 - 557}{557} \right)$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0,58 \times 2197,15}{0,5446 \times 53,8 \times 2750} = 0,984 < 1,5$$

β_{my} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{my} = 1,3$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \times 0,51 \times 1,3 = -0,099 < 1,5$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0,099 \times 2197,15}{0,9304 \times 53,8 \times 2750}$$

$$k_y = 0,998 \approx 1$$

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{2197,15}{0,5446 \times 134500} + \frac{1 \times 13280,57}{15700}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = 0,87 < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,Rd}} = \frac{2197,15}{0,8798 \times 134500} + \frac{1,00 \times 13280,57}{0,9304 \times 15700} = 0,93 < 1$$

⇒ Condition vérifiée

Conclusion :

L'IPE 300 convient comme potelet.

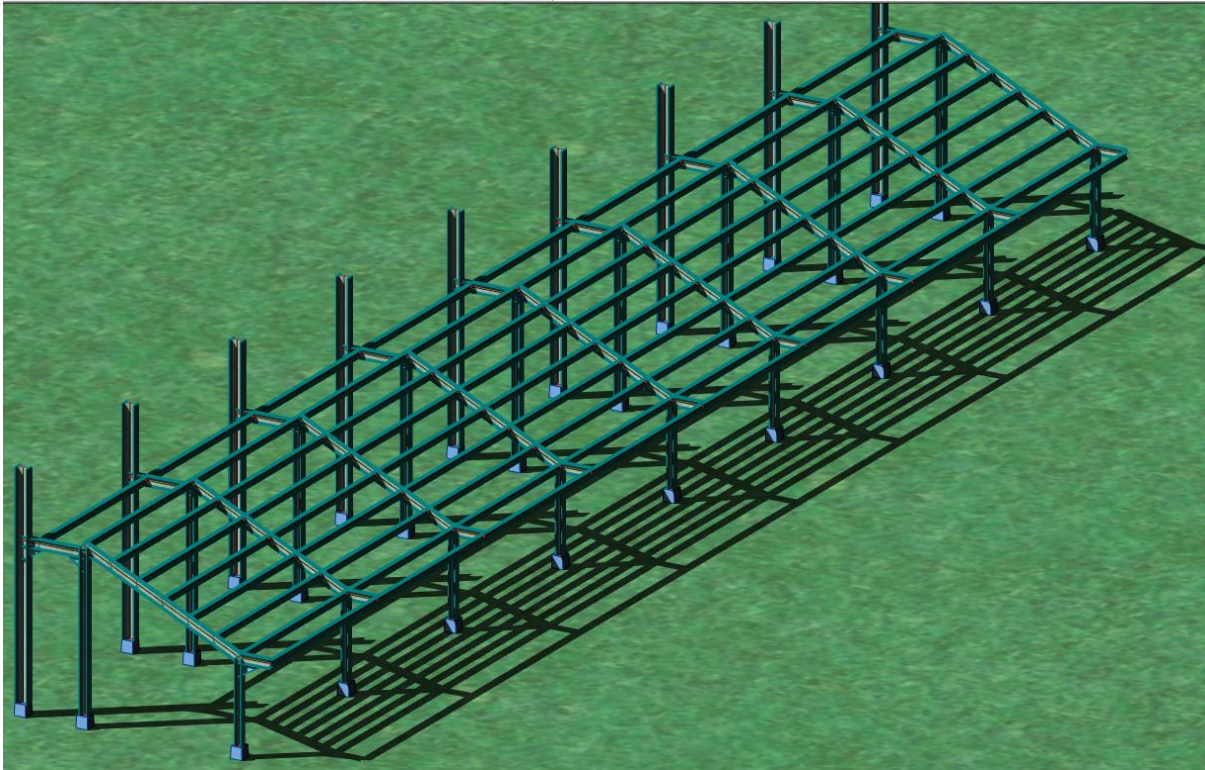
Conclusion du chapitre :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent.

Chapitre IV :

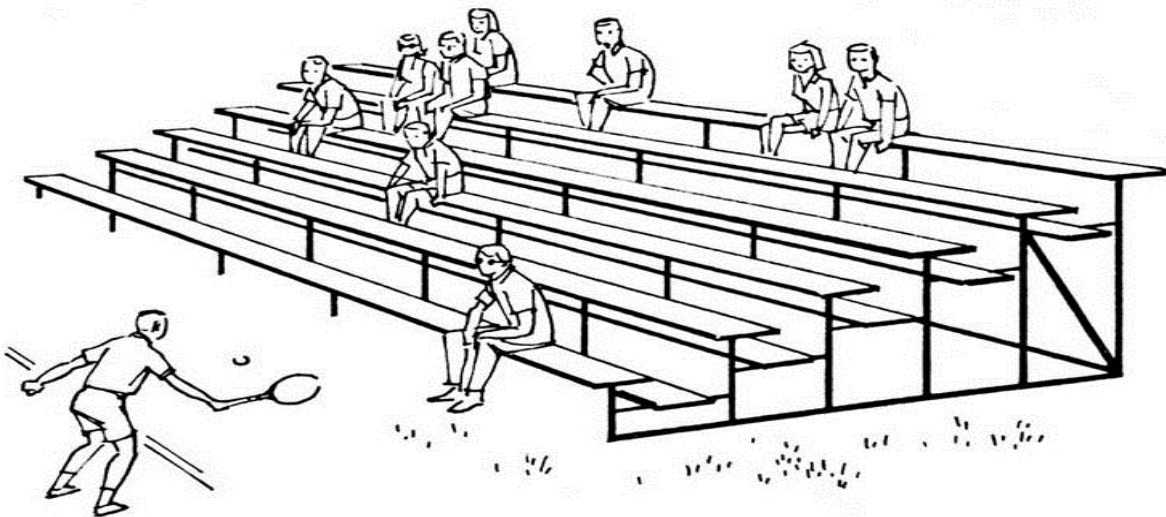
Etude des

gradins



Introduction

Les gradins sont constituées par des solives portant sur des limons, qui elle-même sont portée par des poteaux, et équilibré par palée de stabilité, cette structure doit reprendre des charges important (publiques).



Modèles de gradin : (simple gradin)

- **Tribunes standards motorisées :**

Ce modèle de tribune en simple gradin répond à un grand nombre d'applications dans les salles de sports, palais des sports autres lieux recevant du public. Structure métallique réalisée sur la base de la tribune standard motorisée

- **Tribunes semi-automatiques :**

Cette version de tribune standard version Sport est équipée d'un siège avec dossier rabattable en avant. Lors de la manœuvre motorisée de repliement de la tribune, les assises se replient automatiquement sur la tribune

- **Tribunes déplaçables :**

D'une conception robuste et fiable basée sur les appuis permanents de chaque gradin, ce type de Tribune permet d'optimiser différentes implantations dans une salle de sport. Il est possible également d'optimiser le rangement de la tribune télescopique par la manœuvre individuelle de chaque module séparé au préalable.

- **Tribunes aluminium :**

Tribune télescopique s'adressant plus particulièrement à des piscines ou centres nautiques à ambiance humide ou corrosive par le chlore. Conception fiable et robuste réalisée spécialement en Aluminium.

IV.1 Dimensionnement du gradin :

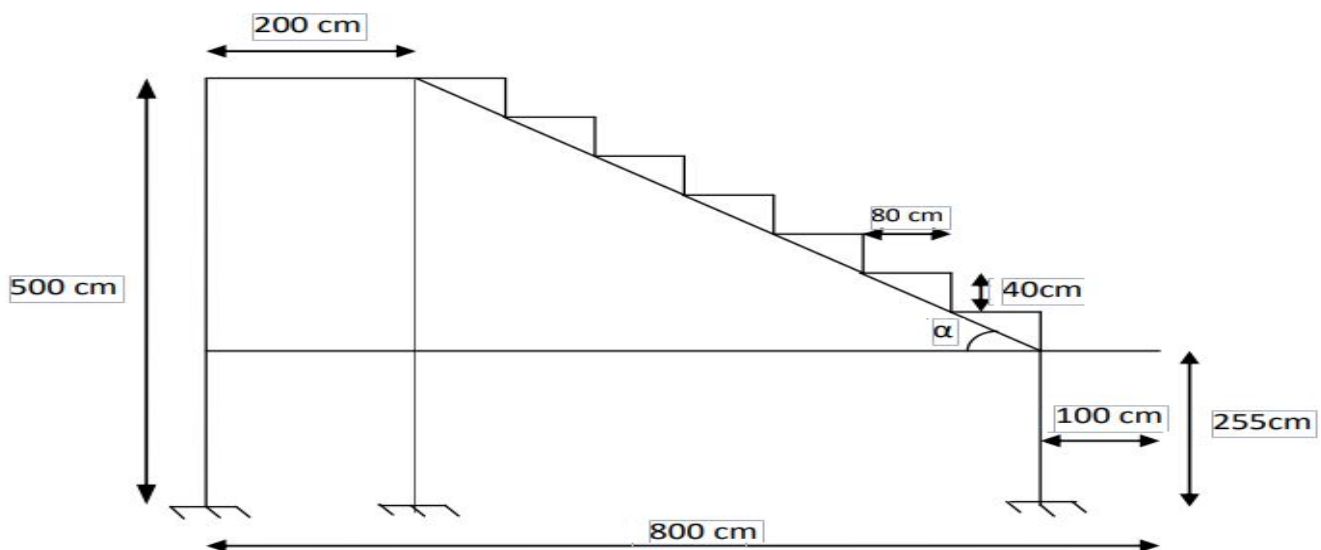


Figure IV.1 : Coupe transversale d'un gradin

Hauteur = 500 cm

Giron = 80 cm

Contre marche = 40 cm

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{245}{700} = 0,49 \quad \rightarrow \quad \alpha = 26,10^\circ$$

- **La longueur de la pailasse :**

$$L = \sqrt{500^2 + 245^2} = 556,80 \text{ cm}$$

- **Les dimensions du plancher :**

Entre-axe des solives : $l = 0,80 \text{ m}$

Entre-axe du limon : $l = 6,125 \text{ m}$

- **Charge d'exploitation :**

Charges d'exploitation statique de 6 KN/m^2 pour les salles et tribune des lieux de spectacle et de sport (DTR C.B 2.2 Chapitre 7.1)

Remarque :

Les résultats si dessous sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul

'**ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**'

IV.1.1 Dimensionnement du limon :

IV.1.1.1 Evaluation des charges :

- Poids de l'IPE 220 :26,2daN/ml
- Poids de l'IPE 300 :40,2daN/ml
- Sieges en Alluminium :21,5daN/m²
- Tôle d'épaisseur (e =5mm) :40daN/m²

Charge totale :

- **Charge permanente :**

$$G = (P_{\text{tole}} + P_{\text{sieges}}) \times d + P_{\text{IPE300}} + P_{\text{IPE220}}$$

$$G = (21,5 + 40) \times 6,125 + 40,2 + 26,2 = 443,08 \text{ daN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{eq}} = Q \times \text{entraxe limon}$$

$$Q_{\text{eq}} = 600 \times 6,125 = 3675 \text{ daN/ml}$$

IV.1.1.2 Combinaison de charge :

- **ELU**

$$q = 1.35G + 1.5Q_{\text{eq}} = 1.35 \times 443,08 + 1.5 \times 3675$$

$$q = 6056,41 \text{ daN/ml}$$

- **ELS**

$$q = G + Q = 443,08 + 3675$$

$$q = 4118,08 \text{ daN/ml}$$

IV.1.1.3 Vérification du moment fléchissant :

Msd = 15026 daN.m (Calculé à l'aide du logiciel Robot Structural)

$$M_{\text{pl,rd}} = \frac{f_y \times W_{\text{pl,y}}}{\gamma_{\text{m0}}} = \frac{2750 \times 628 \times 10^{-2}}{1,1} = 15700 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 15026 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 15700 \text{ daN.m}$ (Condition vérifiée)

IV.1.1.4 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{6056,41 \times 5,6}{2} = 16957,95 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{25,7 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 37094,75 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 16957,95 \text{ daN} < V_{pl} = 37094,75 \text{ daN}$ Condition vérifiée

IV.1.1.5 Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

- Calcul du moment critique au déversement :

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 4605560000 \text{ N.mm}$$

- Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 628 \times 10^3}{6472532905}} = 14,17$$

- Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W}$$

Avec :

$$\beta W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 86,38$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{14,17}{86,38} = 0,19$$

- Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,5[1+0,21(0,15 -0,2) + 0,15^2] = 0,51$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,51+[0,51^2-0,15^2]^{0,5}} = 0,957 < 1$$

D'où : $M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,957 \times 1 \times 628 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 15026 \text{ daN.m}$

M_{sd} = 15026 daN.m = M_{b,rd} = 15026 daN.m Condition vérifiée

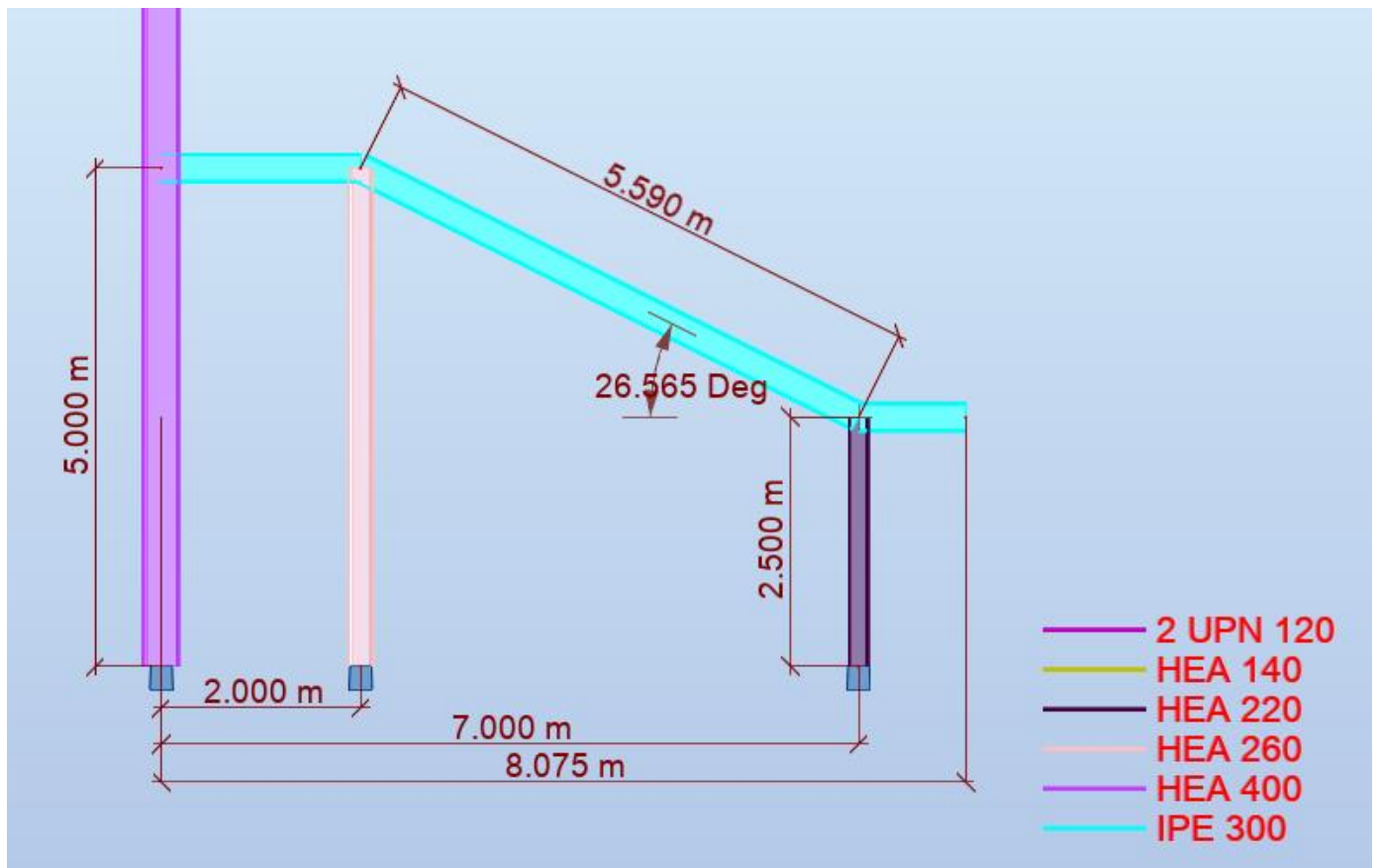


Figure IV.2 : Cotations du gradin

Caractéristiques de la section: IPE 300			
Ax	53.81	cm ²	aire de la section
Ay	36.16	cm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction y
Az	25.68	cm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction z
Ix	20.21	cm ⁴	moment d'inertie de torsion
Iy	8356.11	cm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe y
Iz	603.78	cm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe z
Wply	628.36	cm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe y
Wplz	125.22	cm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe z
H	30.0	cm	hauteur de la section
B	15.0	cm	largeur de la section
Tf	1.1	cm	épaisseur de l'aile
Tw	0.7	cm	épaisseur de l'âme
Ry	12.5	cm	rayon de giration par rapport à l'axe y
Rz	3.3	cm	rayon de giration par rapport à l'axe z
Anb	1.00		Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute)
Eta	1.00		coefficient pour la définition d'Av
Matériau:			
Nom			ACIER E28
Fy	275.00	N/mm ²	résistance du matériau
Fu	405.00	N/mm ²	contrainte ultime à la traction - valeur caractéristique
gM0	1.10		coefficient de sécurité partiel
gM1	1.15		coefficient de sécurité partiel
gM2	1.25		coefficient de sécurité partiel
Classe de la section			
Cf	5.6	cm	largeur de l'aile
Tf	1.1	cm	épaisseur de l'aile
cf/TF	5.28		élancement de la semelle
KLF		1	classe de la semelle
Cw	24.9	cm	hauteur de l'âme
Tw	0.7	cm	épaisseur de l'âme
cw/tw	35.01		Élancement de l'âme
alfa	0.42		Étendue relative de la zone comprimée plastique
psi	-1.10		Rapport des contraintes aux limites
KLW		1	classe de l'âme
(hw/tw)lim	66.56		Élancement limite de l'âme pour le cisaillement
hw/tw	39.24		élancement de l'âme pour le cisaillement
KLSZ	Plastique		classe de l'âme pour le cisaillement
KL		1	classe de la section
Paramètres de l'analyse de déversement			
méthode détaillée [6.3.2.3]			
Lcr,upp	0.80	m	Longueur de déversement de la semelle supérieure
Lcr,low	0.80	m	Longueur de déversement de la semelle inférieure
C1	1.60		Coefficient pour le calcul de Mcr
C2	0.02		Coefficient pour le calcul de Mcr
Iw	126332.6	cm ⁶	Rayon d'inertie sectoriel

Zg	0.0	cm	Distance du point d'application de la charge du centre de cisaillement
Mcr	4605.56	kN*m	Moment critique pour le déversement
Kc	0.90		Paramètre de correction dépendant du mode de chargement
Lam_LT	0.19		Élancement fictif de la barre pour le déversement
Lam,LTO	0.25		élancement comparative
Courbe,LT			courbe de déversement
alfa,LT	0.40		paramètre de l'imperfection pour les courbes de déversement
fi,LT	0.51		coefficient pour les calculs XLT
Beta	1.00		coefficient pour les calculs XLT
XLT	1.00		coefficient de déversement
F	1.00		coefficient de réduction pour les calculs XLT,mod
XLT,mod	1.00		coefficient de déversement modifié
Efforts internes dans les points caractéristiques de la section			
N,Ed	-73.75	kN	effort axial N.Ed
My,Ed	-150.26	kN*m	moment fléchissant My.Ed
Vz,Ed	165.82	kN	effort tranchant Vz.Ed
Contraintes dans les points caractéristiques de la section			
Tau,z,max,Ed	87.50	N/mm2	contrainte de cisaillement - direction z
Efforts limites			
Nt,Rd	1345.25	kN	résistance ultime plastique en traction
Mb,Rd	150.26	kN*m	moment ultime pour le déversement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	157.09	kN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	139.27	kN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	157.09	kN*m	moment ultime
MN,y,Rd	157.09	kN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	370.65	kN	résistance ultime en cisaillement
Formules de vérification:			
Contrôle de la résistance de la section:			
UFS[Nt]	0.05		$N,Ed/Nt,Rd$
UFS[My]	0.96		$My,Ed/My,c,Rd$
UFS[Vz,el]	0.61		$Tau,z,max,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0)$
Contrôle de la stabilité globale de la barre:			
UFB[My]	1.00		$My,Ed/Mb,Rd$
Taux de travail:			
RAT	1.00		taux de travail

Tableau IV.1 : Tableau des résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot Limon « IPE300 »

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 7 volée

PIECE: 113 volée

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ $L = 5.6$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $8\ 1,35G+1,5Q\ 1*1.35+2*1.50$

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ N/mm²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

$h=30.0$ cm	$gM0=1.10$	$gM1=1.15$	
$b=15.0$ cm	$A_y=36.16$ cm ²	$A_z=25.68$ cm ²	$A_x=53.81$ cm ²
$t_w=0.7$ cm	$I_y=8356.11$ cm ⁴	$I_z=603.78$ cm ⁴	$I_x=20.21$ cm ⁴
$t_f=1.1$ cm	$W_{ply}=628.36$ cm ³	$W_{plz}=125.22$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -73.75$ kN	$M_{y,Ed} = -150.26$ kN*m	
$N_{t,Rd} = 1345.25$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 157.09$ kN*m	
	$M_{y,c,Rd} = 157.09$ kN*m	$V_{z,Ed} = 165.82$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 157.09$ kN*m	$\tau_{z,max,Ed} = 87.50$ N/mm ²
	$M_{b,Rd} = 150.26$ kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 4605.56$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,low} = 0.80$ m	$L_{am_LT} = 0.19$	$f_{i,LT} = 0.51$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.96 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$\tau_{z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.61 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 1.00 = 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Tableau IV.2 : Note de calcul
Limon « IPE300 »

Conclusion :

L'IPE 300 convient comme limon.

IV.1.2 Dimensionnement des solives :

IV.1.2.1 Evaluation des charges :

- Sieges en Alluminium :.....21,5daN/m²
- Poids de l'IPE 220 :.....26,2daN/ml
- Tôle d'épaisseur (e =5mm) :.....40daN/m²

- **Charge totale :**

- a) **Charge permanente :**

$$G = (P_{\text{tole}} + P_{\text{sieges}}) \times d + P_{\text{IPE220}}$$

$$G = (21,5+40) \times 0,80 + 26,2 = \mathbf{75,4 \text{ daN/ml}}$$

- b) **Les charges d'exploitations :**

$$Q = 600 \times 0,8 = \mathbf{480 \text{ daN/ml}}$$

IV.1.2.2 Combinaison de charge :

- **ELU**

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 75,4 + 1.5 \times 480$$

$$q = 821,79 \text{ daN/m}$$

- **ELS**

$$q = G + Q_{\text{eq}} = 75,4 + 480$$

$$q = 555,4 \text{ daN/m}$$

IV.1.2.3 Vérification à la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\text{max}} \leq f_{\text{adm}}$.Pour une poutre bi encastree :

$$f_{\text{max}} = \frac{ql^4}{384 EI}$$

Pour : $f_{\text{adm}} \leq l/200$

- $f_{\text{adm}} = \frac{l}{200} = \frac{625}{200} = 3,125 \text{ cm}$

- $f_{\text{max}} = \frac{ql^4}{384 EI} = \frac{5,55 \times 625^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2772} = 0,378 \text{ cm}$

$$f_{\text{max}} = \mathbf{0,378 \text{ cm}} < f_{\text{adm}} = \mathbf{3,125 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IV.1.2.4 Vérification du moment fléchissant :

$$M_{\text{sd}} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{555,4 \times 6,25^2}{8} = 2711,91 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{pl,rd}} = \frac{f_y \times W_{\text{ply}}}{\gamma_{\text{m0}}} = \frac{2750 \times 285 \times 10^{-2}}{1,1} = 7125 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \mathbf{2711,91 \text{ daN.m}} \leq M_{\text{pl,rd}} = \mathbf{7125 \text{ daN.m}} \text{ (Condition vérifiée)}$$

IV.1.2.5 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{821,79 \times 6,25}{2} = 2568,09 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{15,9 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 22949,67 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 2983,06 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 22949,67 \text{ daN}$ Condition vérifiée

IV.1.2.6 Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- **Calcul du moment critique au déversement :**

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 205 \times 10^4}{6250^2} \sqrt{\frac{22,7 \times 10^9}{205 \times 10^4} + \frac{6250^2 \times 80769,23 \times 9,07 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 205 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 34400391,79 \text{ N.mm} = 344 \text{ daN.m}$$

- **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 285 \times 10^3}{34399884,9}} = 130,97$$

- **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W}$$

Avec :

$\beta W = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 86,38$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{130,97}{86,38} = 1,51$$

• **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

Et : $\phi_{LT} = 0,5 [1 + (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,51 - 0,4) + 1,51^2] = 1,75$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,75 + [1,75^2 - 1,51^2]^{0,5}} = 0,57$$

D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,57 \times 1 \times 285 \times 27,5}{1,1} = 4056,13 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2711,91 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 4056,13 \text{ daN.m}$ Condition vérifiée

Caractéristiques de la section: IPE 220			
Ax	33.37	cm ²	aire de la section
Ay	22.89	cm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction y
Az	15.88	cm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction z
Ix	9.11	cm ⁴	moment d'inertie de torsion
Iy	2771.84	cm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe y
Iz	204.89	cm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe z
Wply	285.41	cm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe y
Wplz	58.11	cm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe z
h	22.00	cm	hauteur de la section
b	11.00	cm	largeur de la section
tf	0.92	cm	épaisseur de l'aile
tw	0.59	cm	épaisseur de l'âme
ry	9.11	cm	rayon de giration par rapport à l'axe y
rz	2.48	cm	rayon de giration par rapport à l'axe z
Anb	1.000		Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute)

Eta	1.000		coefficient pour la définition d'Av
Matériau :			
Nom			ACIER E28
fy	2750.000	daN/cm2	résistance du matériau
fu	4050.000	daN/cm2	contrainte ultime à la traction - valeur caractéristique
gM0	1.100		coefficient de sécurité partiel
gM1	1.150		coefficient de sécurité partiel
gM2	1.250		coefficient de sécurité partiel
Classe de la section			
cf	4.00	cm	largeur de l'aile
tf	0.92	cm	épaisseur de l'aile
cf/tf	4.353		élancement de la semelle
KLF		1	classe de la semelle
cw	17.76	cm	hauteur de l'âme
tw	0.59	cm	épaisseur de l'âme
cw/tw	30.102		élancement de l'âme
alfa	0.500		étendue relative de la zone comprimée plastique
psi	-1.000		rapport des contraintes aux limites
KLW		1	classe de l'âme
(hw/tw)lim	66.558		élancement limite de l'âme pour le cisaillement
hw/tw	34.169		élancement de l'âme pour le cisaillement
KLSZ	Plastique		classe de l'âme pour le cisaillement
KL		1	classe de la section
Paramètres de l'analyse de déversement			
méthode détaillée [6.3.2.3]			
Lcr,upp	6.25	m	longueur de déversement de la semelle supérieure
Lcr,low	6.25	m	longueur de déversement de la semelle inférieure
C1	2.613		coefficient pour le calcul de Mcr
C2	1.560		coefficient pour le calcul de Mcr
Iw	22761.56	cm6	rayon d'inertie sectoriel

zg	11.00	cm	distance du point d'application de la charge du centre de cisaillement
Mcr	4471.346	daN*m	moment critique pour le déversement
kc	0.900		paramètre de correction dépendant du mode de chargement
Lam_LT	1.325		élancement fictif de la barre pour le déversement
Lam,LT0	0.250		élancement comparative
Courbe,LT			courbe de déversement
alfa,LT	0.224		paramètre de l'imperfection pour les courbes de déversement
fi,LT	1.498		coefficient pour les calculs XLT
Beta	1.000		coefficient pour les calculs XLT
XLT	0.455		coefficient de déversement
f	0.978		coefficient de réduction pour les calculs XLT,mod
XLT,mod	0.465		coefficient de déversement modifié
Efforts internes dans les points caractéristiques de la section			
My,Ed	-2675.098	daN*m	moment fléchissant My.Ed
Vz,Ed	-2568.094	daN	effort tranchant Vz.Ed
Efforts limites			
Mb,Rd	3176.379	daN*m	moment ultime pour le déversement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	7135.250	daN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	6299.636	daN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	7135.250	daN*m	moment ultime
Vz,c,Rd	22921.960	daN	résistance ultime en cisaillement
Formules de vérification:			
Contrôle de la résistance de la section:			
UFS[My]	0.375		My,Ed/My,c,Rd
UFS[Vz]	0.112		Vz,Ed/Vz,c,Rd
Contrôle de la stabilité globale de la barre:			
UFB[My]	0.842		My,Ed/Mb,Rd
Taux de travail:			

RAT	0.842		taux de travail
Flèches (REPERE LOCAL):			
uy	0.000	cm	flèche de la barre en y
uyt max(rel)	3.125	cm	flèche admissible de la barre en y - valeur relative
uy max	3.125	cm	flèche admissible de la barre en y
Ratio(uy)	0.000		taux de travail
Vérifié			
uz	-0.379	cm	flèche de la barre en z
uzt max(rel)	3.125	cm	flèche admissible de la barre en z - valeur relative
uz max	3.125	cm	flèche admissible de la barre en z
Ratio(uz)	0.121		taux de travail
Vérifié			

Tableau IV.3 : Tableau des résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot Solives « IPE220 »

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

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

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 1 solive

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 0.00$ $L = 6.25$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 1,35G+1,5Q 1*1.350+2*1.500

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 2750.000$ daN/cm²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

h=22.00 cm	gM0=1.100	gM1=1.150	
b=11.00 cm	Ay=22.89 cm ²	Az=15.88 cm ²	Ax=33.37 cm ²
tw=0.59 cm	Iy=2771.84 cm ⁴	Iz=204.89 cm ⁴	Ix=9.11 cm ⁴
tf=0.92 cm	Wply=285.41 cm ³	Wplz=58.11 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$M_{y,Ed} = -2675.098$ daN*m	
$M_{y,pl,Rd} = 7135.250$ daN*m	
$M_{y,c,Rd} = 7135.250$ daN*m	
	$V_{z,Ed} = -2568.094$ daN
	$V_{z,c,Rd} = 22921.960$ daN
$M_{b,Rd} = 3176.379$ daN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.000	$M_{cr} = 4471.346$ daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.455
$L_{cr,low} = 6.25$ m	$\lambda_{m,LT} = 1.325$	$f_{i,LT} = 1.498$	XLT,mod = 0.465

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.375 < 1.000$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.112 < 1.000$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.842 < 1.000$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.000$ cm < $u_{y,max} = L/200.000 = 3.125$ cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1 G

$u_z = 0.379$ cm < $u_{z,max} = L/200.000 = 3.125$ cm Vérifié

Cas de charge décisif: 4 G+Q (1+2)*1.000



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

Tableau IV.4 : Note de calcul
Solives « IPE220 »

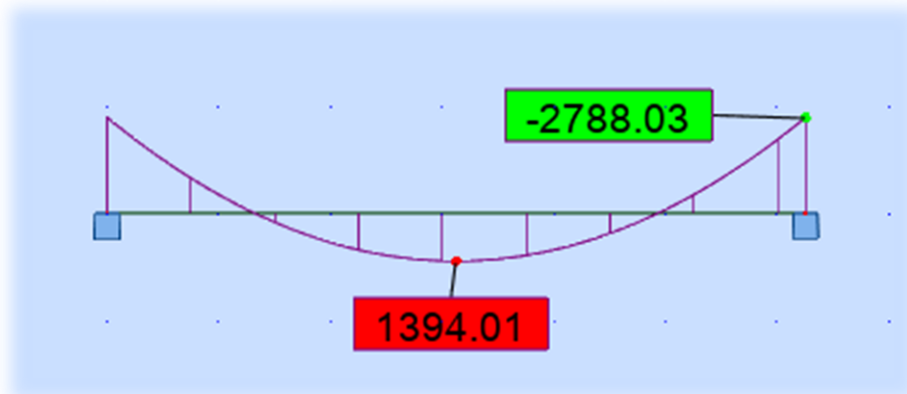
Les diagrammes des efforts :

Figure IV.3 : Diagrammes des moments fléchissant
Solives « IPE220 »

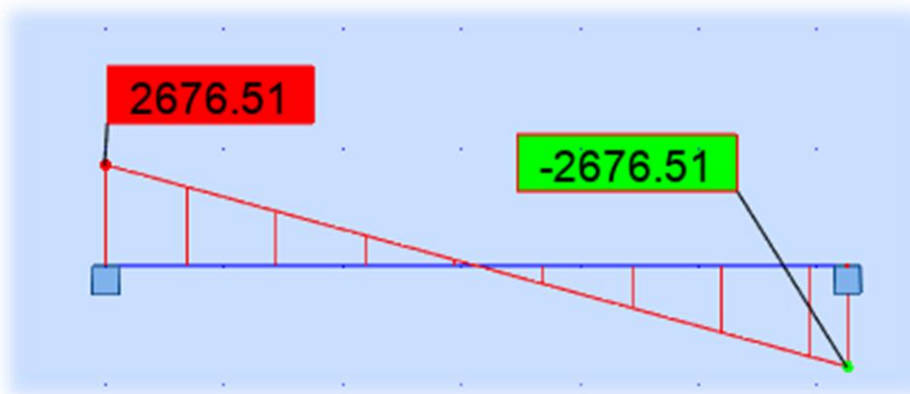


Figure IV.4 : Diagrammes des efforts tranchants
Solives « IPE220 »

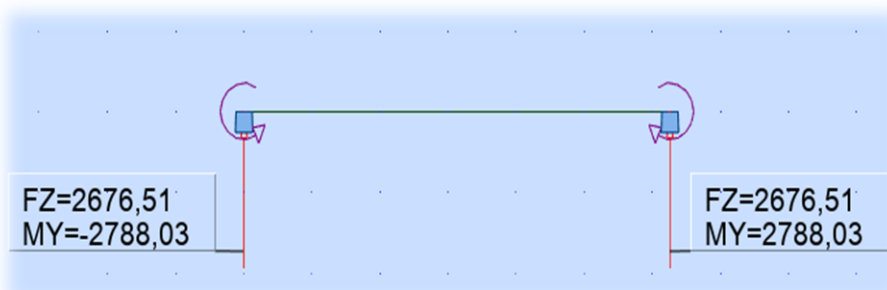


Figure IV.5 : Diagrammes des efforts
Solives « IPE220 »

Conclusion :

L'IPE 220 convient comme Solive.

IV.1.3 Verification des poteaux du gradins :

a) Poteau HEA 220 :

IV.1.3.1 Bilan des efforts HEA 220 :

- $M_{y,sd} = 4006.979$ daN.m

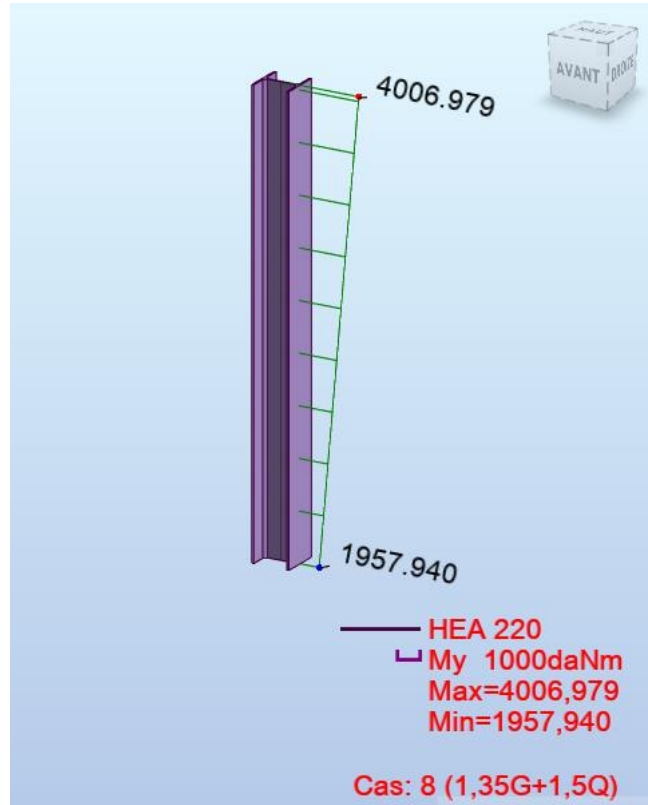


Figure IV.6 : Diagrammes des moments fléchissant $M_{y,sd}$

Poteau « HEA220 »

- $N_{sd} = 22901.519$ daN

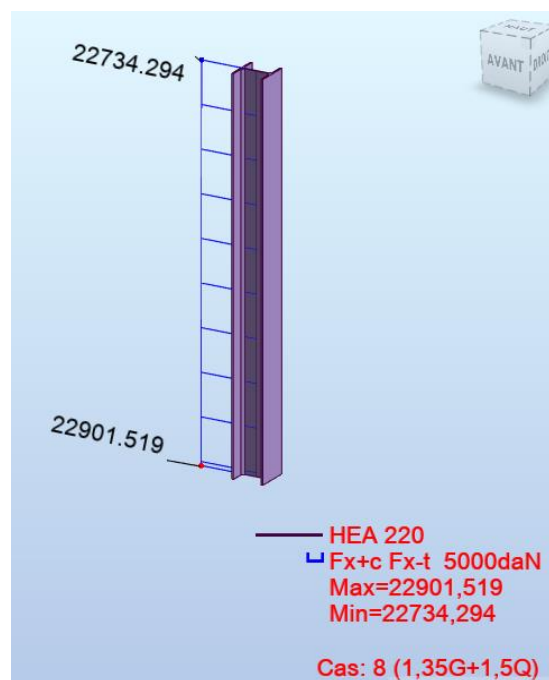


Figure IV.7 : Diagrammes des efforts normaux N_{sd}

- $V_{sd} = 819.616$ daN

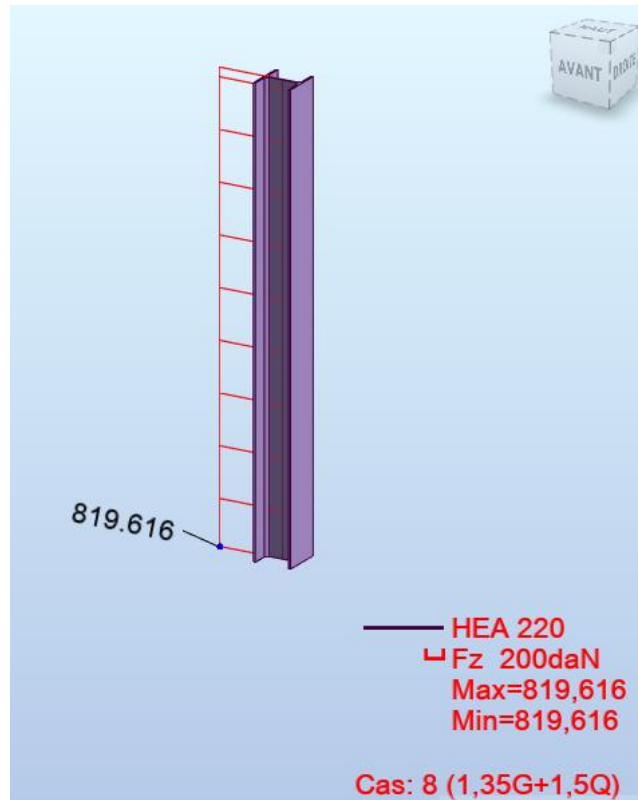


Figure IV.8 : Diagrammes des efforts tranchant V_{sd}

Poteau « HEA220 »

IV.1.3.2 Verification Vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait

suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y;sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

Avec :

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$$

Avec $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^5}{275} \right]^{0.5} = 86,77$$

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{sd}} \text{ (Formule 5.1 du EN1993-1-1)}$$

α_{cr} : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 3.

$$N_{cr} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \text{ (Poteau doublement encastéré)}$$

$$N_{cr} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 5410 \cdot 10^4}{2500^2} = 181776 \text{ daN}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{181776}{22901,519} = 31,75$$

Remarque :

L'ossature n'est sensible aux effets de seconde ordre $\alpha_{cr} = 31,75 > 10$.

La longueur de flambement de poteau pour le flambement dans le plan du portique peut donc être prise comme étant égale à la longueur d'épure $L_y = L = 2,5 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{250}{9,17} = 27,26$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{27,26}{86,77} = 0,31$$

- **Courbe de flambement :**

$$h/b = 220/220 = 1 < 1,2$$

Axe de flambement Y-Y \Rightarrow courbe de flambement (b) ; $\alpha_{LT} = 0,34$ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,34(0,31 - 0,2) + 0,31^2] = 0,56$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible Y-Y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}]^{0,5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,56 + [0,56^2 - 0,31^2]^{0,5}} = 0,974$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z :**

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}]^{0,5}}$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$$

Avec $\beta_w = 1$ (section est de classe 01).

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^5}{275} \right]^{0.5} = 86,77$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{250}{5.51} = 45,37$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{45,37}{86,77} = 0,52$$

- **Courbe de flambement :**

$$h/b = 220/220 = 1 < 1,2$$

Axe de flambement Z - Z \Rightarrow courbe de flambement (c) ; $\alpha = 0,49$ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,49(0,52 - 0,2) + 0,52^2] = 0,71$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,71 + [0,71^2 - 0,52^2]^{0,5}} = 0,83$$

- **Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,974; 0,838)$$

$$\chi_{min} = 0,838$$

- **Coefficient d'interaction k_y :**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \text{ avec } k_y \leq 1,5 \quad (\text{Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03})$$

$$k_y = 0,916 \quad (\text{Robot Structural Analysis})$$

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y;sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{64,3 \cdot 2750}{1,1} = 160750 \text{ daN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{568,5 \cdot 27,50}{1,1} = 14212,5 \text{ daN.m}$$

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y;sd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{22901,519 \cdot 1,15}{0,838 \times 160750} + \frac{0,916 \times 4006,979 \cdot 1,15}{14212,5} = 0,492 \leq 1$$

Élément vérifié au flambement.

Caractéristiques de la section : HEA 220

Ax	6.434e+03	mm ²	aire de la section
Ay	5.370e+03	mm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction y
Az	2.067e+03	mm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction z
Ix	2.858e+05	mm ⁴	moment d'inertie de torsion
Iy	5.410e+07	mm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe y
Iz	1.955e+07	mm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe z
Wply	5.685e+05	mm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe y
Wplz	2.706e+05	mm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe z
H	21.000	cm	hauteur de la section
B	22.000	cm	largeur de la section
Tf	1.100	cm	épaisseur de l'aile
Tw	0.700	cm	épaisseur de l'âme
Ry	9.170	cm	rayon de giration par rapport à l'axe y
Rz	5.512	cm	rayon de giration par rapport à l'axe z
Anb	1.000		Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute)

Matériau :

Nom	ACIER E28		
Fy	2750.000	daN/cm ²	résistance du matériau
Fu	4050.000	daN/cm ²	contrainte ultime à la traction - valeur caractéristique
gM0	1.100		coefficient de sécurité partiel
gM1	1.150		coefficient de sécurité partiel
gM2	1.250		coefficient de sécurité partiel

Classe de la section

Cf	0.089	m	largeur de l'aile
Tf	0.011	m	épaisseur de l'aile
cf/TF	8.045		élancement de la semelle
KLF		1	classe de la semelle
Cw	0.152	m	hauteur de l'âme
Tw	0.007	m	épaisseur de l'âme
cw/tw	21.714		élancement de l'âme
Alfa	0.891		étendue relative de la zone comprimée plastique
Psi	-0.741		rapport des contraintes aux limites
KLW		1	classe de l'âme
(hw/tw)lim	66.558		élancement limite de l'âme pour le cisaillement
hw/tw	26.857		élancement de l'âme pour le cisaillement
KLSZ	Plastique		classe de l'âme pour le cisaillement
KL		1	classe de la section

Paramètres de l'analyse de flambement

par rapport à l'axe y de la section			
Courbe,y	B		Courbe de flambement
Lcr,y	2.500	m	longueur de flambement de la barre
Lamy	27.264		élancement de la barre
Lam_y	0.314		élancement relatif de la barre
alfa,y	0.340		paramètre de l'imperfection
fi,y	0.569		coefficient pour les calculs X
Xy	0.959		coefficient de flambement
Ny,b,Rd	147537.765	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
par rapport à l'axe z de la section			
Courbe,z	C		Courbe de flambement
Lcr,z	2.500	m	longueur de flambement de la barre
Lamz	45.358		élancement de la barre
Lam_z	0.522		élancement relatif de la barre
alfa,z	0.490		paramètre de l'imperfection
fi,z	0.715		coefficient pour les calculs X
Xz	0.830		coefficient de flambement
Nz,b,Rd	127753.422	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
Paramètres de l'analyse de déversement			
XLT	1.000		coefficient de déversement
Paramètres de l'analyse de la stabilité globale de la barre			
méthode de calcul des paramètres d'interaction - Annexe B			
Cmy	0.900		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
CmLT	0.900		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
Kyy	0.916		paramètre de l'interaction
Kzy	0.000		paramètre de l'interaction
Efforts internes dans les points caractéristiques de la section			
N,Ed	22901.519	daN	effort axial N.Ed
My,Ed	1957.940	daN*m	moment fléchissant My.Ed
My,Ed,max	4006.979	daN*m	Moment maximal
Vz,Ed	819.616	daN	effort tranchant Vz.Ed
Contraintes dans les points caractéristiques de la section			
Tau,z,max,Ed	61.098	daN/cm2	contrainte de cisaillement - direction z
Efforts limites			
Nc,Rd	160850.000	daN	résistance ultime plastique en compression
Nb,Rd	127753.422	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	14211.500	daN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	12880.238	daN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	14211.500	daN*m	moment ultime
MN,y,Rd	13911.335	daN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	29834.575	daN	résistance ultime en cisaillement
Formules de vérification:			

Contrôle de la résistance de la section:			
UFS[Nc]	0.142		N,Ed/Nc,Rd
UFS[My]	0.138		My,Ed/My,c,Rd
UFS[NcMy]	0.141		My,Ed/MN,y,Rd
UFS[Vz,el]	0.042		Tau,z,max,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0))
Contrôle de la stabilité globale de la barre:			
UFB[Lambda]	0.216		Max(Lambda,y/Lambda,max ; Lambda,z/Lambda,max)
UFB[NyMyMz]	0.425		N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1)
UFB[NzMyMz]	0.179		N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1)
Taux de travail:			
RAT	0.425		taux de travail
Déplacements (REPERE GLOBAL):			
Vx	1.724	cm	déplacement de la barre en X
vxt max(rel)	2.000	cm	déplacement admissible de la barre en X - valeur relative
vx max	2.000	cm	déplacement admissible de la barre en X
Ratio(vx)	0.862		taux de travail
Vérifié			
Vy	0.000	cm	déplacement de la barre en Y
vyt max(rel)	2.000	cm	déplacement admissible de la barre en Y - valeur relative
vy max	2.000	cm	déplacement admissible de la barre en Y
Ratio(vy)	0.000		taux de travail

Tableau IV.5 : Tableau des résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot Poteau « HEA220 »

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 8 Poteau 2

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 2.50 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 1,35G+1,5Q 1*1.350+2*1.500

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 2750.000$ daN/cm²



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 220

h=0.210 m	gM0=1.100	gM1=1.150	
b=0.220 m	Ay=0.005 m ²	Az=0.002 m ²	Ax=0.006 m ²
tw=0.007 m	Iy=0.000 m ⁴	Iz=0.000 m ⁴	Ix=0.000 m ⁴
tf=0.011 m	Wply=0.001 m ³	Wplz=0.000 m ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 22901.519 daN	My,Ed = 1957.940 daN*m	
Nc,Rd = 160850.000 daN	My,Ed,max = 4006.979 daN*m	
Nb,Rd = 127753.422 daN	My,c,Rd = 14211.500 daN*m	Vz,Ed = 819.616 daN
	MN,y,Rd = 13911.335 daN*m	Tau,z,max,Ed = 61.098 daN/cm ²
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 2.500 m	Lam_y = 0.314
Lcr,y = 2.500 m	Xy = 0.959
Lamy = 27.264	ky = 0.916



en z:

Lz = 2.500 m	Lam_z = 0.522
Lcr,z = 2.500 m	Xz = 0.830
Lamz = 45.358	kzy = 0.000

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.142 < 1.000 (6.2.4.(1))
 My,Ed/My,c,Rd = 0.138 < 1.000 (6.2.5.(1))
 My,Ed/MN,y,Rd = 0.141 < 1.000 (6.2.9.1.(2))
 Tau,z,max,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.042 < 1.000 (6.2.6.(4))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 27.264 < Lambda,max = 210.000 Lambda,z = 45.358 < Lambda,max = 210.000 STABLE
 N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.425 < 1.000 (6.3.3.(4))
 N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.179 < 1.000 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPÈRE GLOBAL):

vx = 1.724 cm < vx max = L/125.000 = 2.000 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 15 Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

vy = 0.000 cm < vy max = L/125.000 = 2.000 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1 G

Profil correct !!!

Tableau IV.6 : Note de calcul

b) Poteau HEA 260 :

IV.1.3.3 Bilan des efforts HEA260 :

- $M_{y,sd} = 8399.804$ daN.m

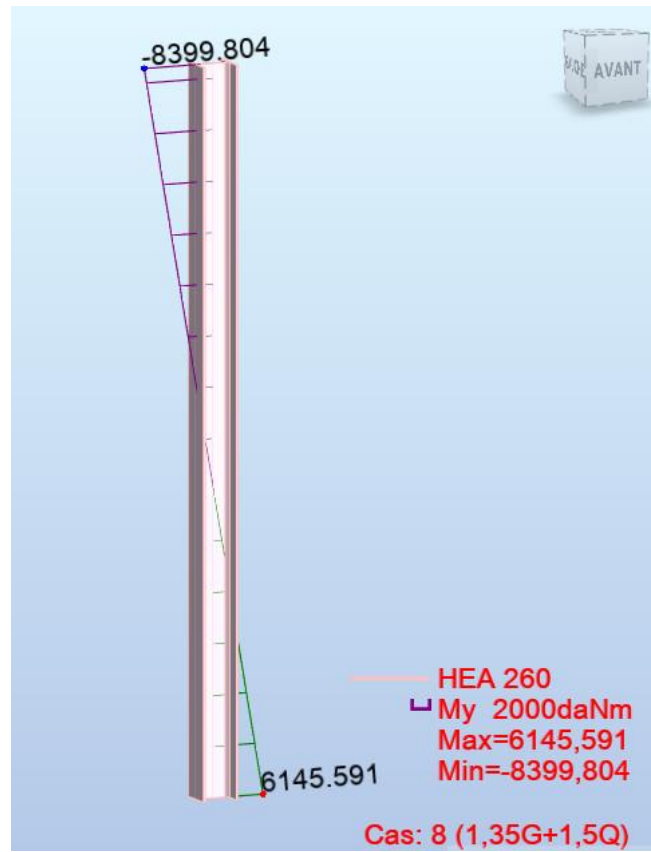


Figure IV.9 : Diagrammes des moments fléchissant $M_{y,sd}$

Poteau « HEA260 »

- $N_{sd} = 25218.117$ daN

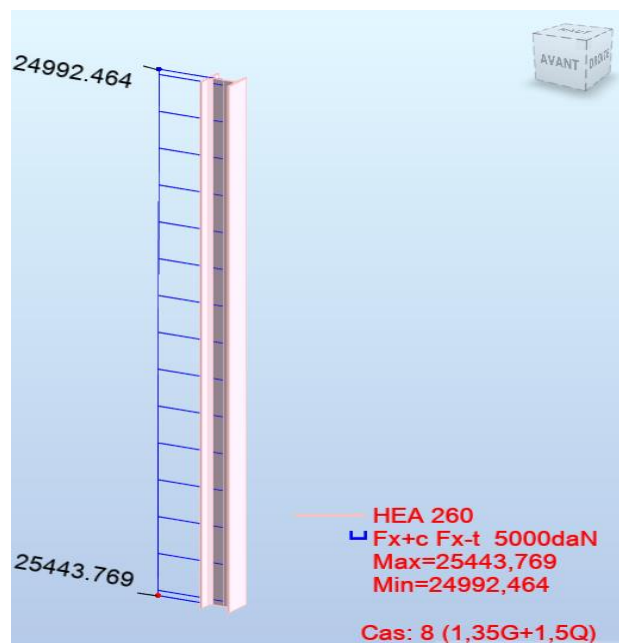


Figure IV.10 : Diagrammes des efforts normaux N_{sd}

Poteau « HEA260 »

- $V_{sd} = 2909.079$ daN

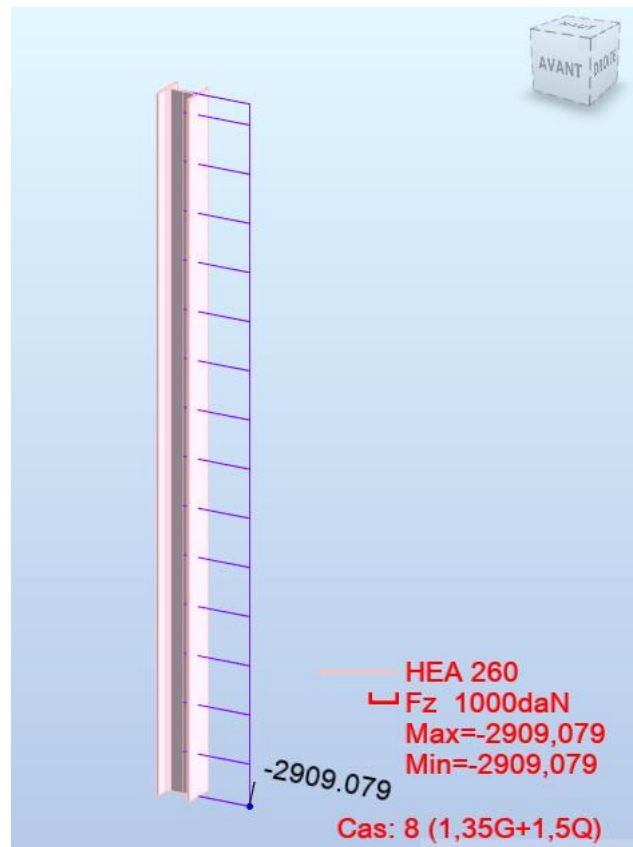


Figure IV.11 : Diagrammes des efforts tranchant V_{sd}

Poteau « HEA260 »

IV.1.3.4 Vérification vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait

suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y;sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

Avec :

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$$

Avec $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^5}{275} \right]^{0.5} = 86,77$$

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{sd}} \text{ (Formule 5.1 du EN1993-1-1)}$$

α_{cr} : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 3.

$$N_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2} = \frac{4\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10450 \cdot 10^4}{5000^2} \text{ (Poteau doublement encastré)}$$

$$N_{cr} = 3461902.75 \text{ daN}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{3461902.75}{25218.117} = 137.28$$

Remarque :

L'ossature n'est sensible aux effets de seconde ordre $\alpha_{cr} = 137,28 > 10$.

La longueur de flambement de poteau pour le flambement dans le plan du portique peut donc être prise comme étant égale à la longueur d'épure $L_y = 0,7 L = 3,5 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{350}{10,97} = 31,90$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{31,90}{86,77} = 0,36$$

• **Courbe de flambement :**

$$h/b = 260/260 = 1 < 1,2$$

Axe de flambement Y-Y \Rightarrow courbe de flambement (b) ; $\alpha_y = 0,34$ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,34(0,36 - 0,2) + 0,36^2] = 0,59$$

• **Flambement par rapport à l'axe faible Y-Y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}]^{0,5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,59 + [0,59^2 - 0,36^2]^{0,5}} = 0,945$$

• **Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z :**

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}]^{0,5}}$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$$

Avec $\beta_w = 1$ (section est de classe 01).

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^5}{275} \right]^{0,5} = 86,77$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{350}{6,5} = 53,85$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{45,37}{86,77} = 0,62$$

- **Courbe de flambement :**

$$h/b = 260/260 = 1 < 1,2$$

Axe de flambement Z - Z \Rightarrow courbe de flambement (c) ; $\alpha = 0,49$ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,49(0,62 - 0,2) + 0,62^2] = 0,79$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,79 + [0,79^2 - 0,62^2]^{0,5}} = 0,776$$

- **Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,945; 0,776)$$

$$\chi_{min} = 0,776$$

- **Coefficient d'interaction k_y :**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \text{ avec } k_y \leq 1,5 \quad (\text{Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03})$$

$$k_y = 0,919 \quad (\text{Robot Structural Analysis})$$

- **Vérification au flambement :**

$$M_{y,sd} = 8399.804 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 25218.117 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2909.079 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{86,8 \cdot 2750}{1,1} = 217000 \text{ daN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{919,8 \cdot 27,50}{1,1} = 22995 \text{ daN.m}$$

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{25218,117 \cdot 1,15}{0,776 \times 217000} + \frac{0,919 \times 8399,804 \cdot 1,15}{22995} = 0,556 \leq 1$$

Elément vérifié au flambement.

Caractéristiques de la section: HEA 260			
Ax	8.682e+03	mm ²	aire de la section
Ay	7.355e+03	mm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction y
Az	2.876e+03	mm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction z
Ix	5.262e+05	mm ⁴	moment d'inertie de torsion
Iy	1.046e+08	mm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe y
Iz	3.668e+07	mm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe z
Wply	9.198e+05	mm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe y
Wplz	4.302e+05	mm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe z
h	2.500e+01	cm	hauteur de la section
b	2.600e+01	cm	largeur de la section
tf	1.250e+00	cm	épaisseur de l'aile
tw	7.500e-01	cm	épaisseur de l'âme
ry	1.097e+01	cm	rayon de giration par rapport à l'axe y
rz	6.499e+00	cm	rayon de giration par rapport à l'axe z
Anb	1.000		Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute)
Eta	1.000		coefficient pour la définition d'Av
Matériau:			
Nom	ACIER E28		
fy	2750.000	daN/cm ²	résistance du matériau
fu	4050.000	daN/cm ²	contrainte ultime à la traction - valeur caractéristique
gM0	1.100		coefficient de sécurité partiel
gM1	1.150		coefficient de sécurité partiel
gM2	1.250		coefficient de sécurité partiel
Classe de la section			
Cf	0.102	m	largeur de l'aile
Tf	0.013	m	épaisseur de l'aile
cf/tf	8.180		élancement de la semelle
KLF		1	classe de la semelle
Cw	0.177	m	hauteur de l'âme
Tw	0.007	m	épaisseur de l'âme
cw/tw	23.600		élancement de l'âme
Alfa	0.845		étendue relative de la zone comprimée plastique
Psi	-0.789		rapport des contraintes aux limites
KLW		1	classe de l'âme
(hw/tw)lim	66.558		élancement limite de l'âme pour le cisaillement
hw/tw	30.000		élancement de l'âme pour le cisaillement
KLSZ	Plastique		classe de l'âme pour le cisaillement
KL		1	classe de la section
Paramètres de l'analyse de flambement			
par rapport à l'axe y de la section			
Courbe,y	B		Courbe de flambement
Lcr,y	3.500	m	longueur de flambement de la barre

Lamy	31.895		élancement de la barre
Lam_y	0.367		élancement relatif de la barre
alfa,y	0.340		paramètre de l'imperfection
fi,y	0.596		coefficient pour les calculs X
Xy	0.939		coefficient de flambement
Ny,b,Rd	194910.864	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
par rapport à l'axe z de la section			
Courbe,z	C		Courbe de flambement
Lcr,z	3.500	m	longueur de flambement de la barre
Lamz	53.850		élancement de la barre
Lam_z	0.620		élancement relatif de la barre
alfa,z	0.490		paramètre de l'imperfection
fi,z	0.795		coefficient pour les calculs X
Xz	0.773		coefficient de flambement
Nz,b,Rd	160545.644	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
Paramètres de l'analyse de déversement			
méthode détaillée [6.3.2.3]			
Lcr,upp	5.000	m	longueur de déversement de la semelle supérieure
Lcr,low	5.000	m	longueur de déversement de la semelle inférieure
C1	2.563		coefficient pour le calcul de Mcr
C2	0.000		coefficient pour le calcul de Mcr
Iw	0.000	m ⁶	rayon d'inertie sectoriel
Zg	0.000	m	distance du point d'application de la charge du centre de cisaillement
Mcr	130599.333	daN*m	moment critique pour le déversement
Kc	0.636		paramètre de correction dépendant du mode de chargement
Lam_LT	0.440		élancement fictif de la barre pour le déversement
Lam,LT0	0.304		élancement comparative
Courbe,LT			courbe de déversement
alfa,LT	0.360		paramètre de l'imperfection pour les courbes de déversement
fi,LT	0.621		coefficient pour les calculs XLT
Beta	1.000		coefficient pour les calculs XLT
XLT	0.943		coefficient de déversement
F	0.865		coefficient de réduction pour les calculs XLT,mod
XLT,mod	1.000		coefficient de déversement modifié
Paramètres de l'analyse de la stabilité globale de la barre			
méthode de calcul des paramètres d'interaction - Annexe B			
Cmy	0.900		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
CmLT	0.900		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
Kyy	0.919		paramètre de l'interaction
Kzy	0.985		paramètre de l'interaction
Efforts internes dans les points caractéristiques de la section			
N,Ed	25218.117	daN	effort axial N.Ed
My,Ed	-1127.106	daN*m	moment fléchissant My.Ed
My,Ed,max	-8399.804	daN*m	Moment maximal
Vz,Ed	-2909.079	daN	effort tranchant Vz.Ed
Contraintes dans les points caractéristiques de la section			

Tau,z,max,Ed	-168.907	daN/cm2	contrainte de cisaillement - direction z
Efforts limites			
Nc,Rd	217050.000	daN	résistance ultime plastique en compression
Nb,Rd	160545.644	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
Mb,Rd	21994.500	daN*m	moment ultime pour le déversement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	22994.250	daN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	20910.000	daN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	22994.250	daN*m	moment ultime
MN,y,Rd	22994.250	daN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	41507.876	daN	résistance ultime en cisaillement
Formules de vérification:			
Contrôle de la résistance de la section:			
UFS[Nc]	0.116		N,Ed/Nc,Rd
UFS[My]	0.049		My,Ed/My,c,Rd
UFS[NcMy]	0.049		My,Ed/MN,y,Rd
UFS[Vz,el]	0.117		Tau,z,max,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0)
Contrôle de la stabilité globale de la barre:			
UFB[Lambda]	0.256		Max(Lambda,y/Lambda,max ; Lambda,z/Lambda,max)
UFB[My]	0.382		My,Ed,max/Mb,Rd
UFB[NyMyMz]	0.481		N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1)
UFB[NzMyMz]	0.533		N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1)
Taux de travail:			
RAT	0.533		taux de travail

Tableau IV.7 : Tableau des résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot
Poteau « HEA260 »

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 7 Poteau gradin

POINT: 4

COORDONNEE: x = 2.0 L = 5.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 1,35G+1,5Q 1*1.350+2*1.500

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 2750.000 daN/cm2



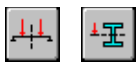
PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 260

h=0.250 m	gM0=1.100	gM1=1.150	
b=0.260 m	Ay=0.007 m2	Az=0.003 m2	Ax=0.009 m2
tw=0.007 m	Iy=0.000 m4	Iz=0.000 m4	Ix=0.000 m4
tf=0.013 m	Wply=0.001 m3	Wplz=0.000 m3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 25218.117 \text{ daN}$ $M_{y,Ed} = -1127.106 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $N_{c,Rd} = 217050.000 \text{ daN}$ $M_{y,Ed,max} = -8399.804 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $N_{b,Rd} = 160545.644 \text{ daN}$ $M_{y,c,Rd} = 22994.250 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = -2909.079 \text{ daN}$
 $M_{N,y,Rd} = 22994.250 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $\tau_{z,max,Ed} = -168.907 \text{ daN/cm}^2$
 $M_{b,Rd} = 21994.500 \text{ daN}\cdot\text{m}$

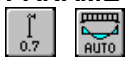
Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.000$ $M_{cr} = 130599.333 \text{ daN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $X_{LT} = 0.943$
 $L_{cr,low} = 5.000 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 0.440$ $f_i,LT = 0.621$ $X_{LT,mod} = 1.000$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 5.000 \text{ m}$ $\lambda_{m,y} = 0.367$
 $L_{cr,y} = 3.500 \text{ m}$ $X_y = 0.939$
 $L_{m,y} = 31.895$ $k_{yy} = 0.919$



en z:

$L_z = 5.000 \text{ m}$ $\lambda_{m,z} = 0.620$
 $L_{cr,z} = 3.500 \text{ m}$ $X_z = 0.773$
 $L_{m,z} = 53.850$ $k_{zy} = 0.985$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.116 < 1.000$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.049 < 1.000$ (6.2.5.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.049 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $\tau_{z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.117 < 1.000$ (6.2.6.(4))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{m,y} = 31.895 < \lambda_{m,max} = 210.000$ $\lambda_{m,z} = 53.850 < \lambda_{m,max} = 210.000$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.382 < 1.000$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.481 < 1.000$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.533 < 1.000$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 1.763 \text{ cm} < v_{x,max} = L/125.000 = 4.000 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 15 Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

$v_y = 0.000 \text{ cm} < v_{y,max} = L/125.000 = 4.000 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 1 G

Profil correct !!!

Diagrammes des efforts internes finaux engendrés par le gradin :

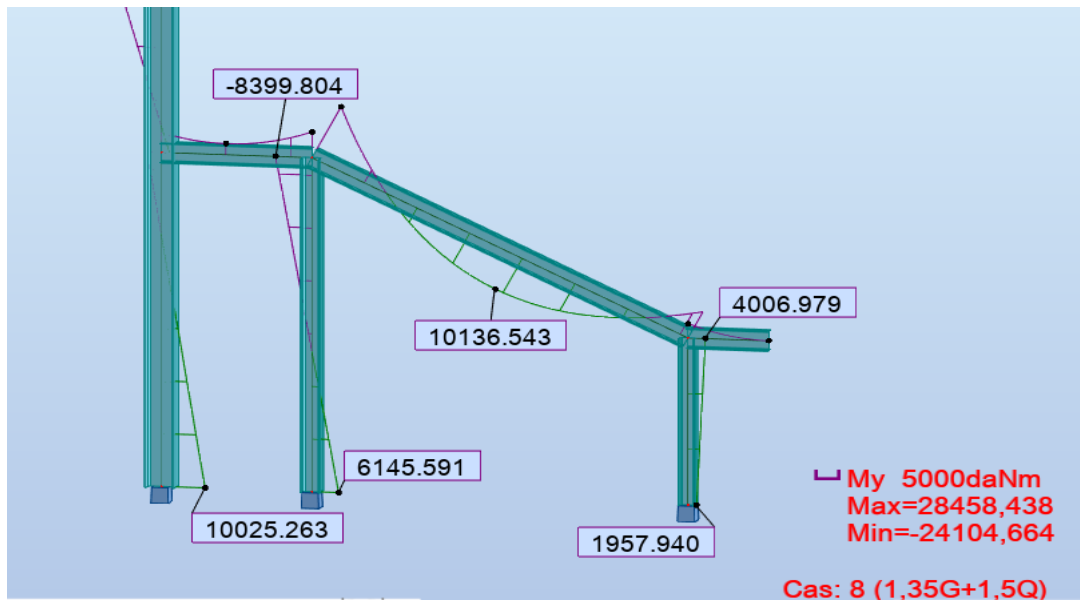


Figure IV.12 : Diagramme des moments fléchissant

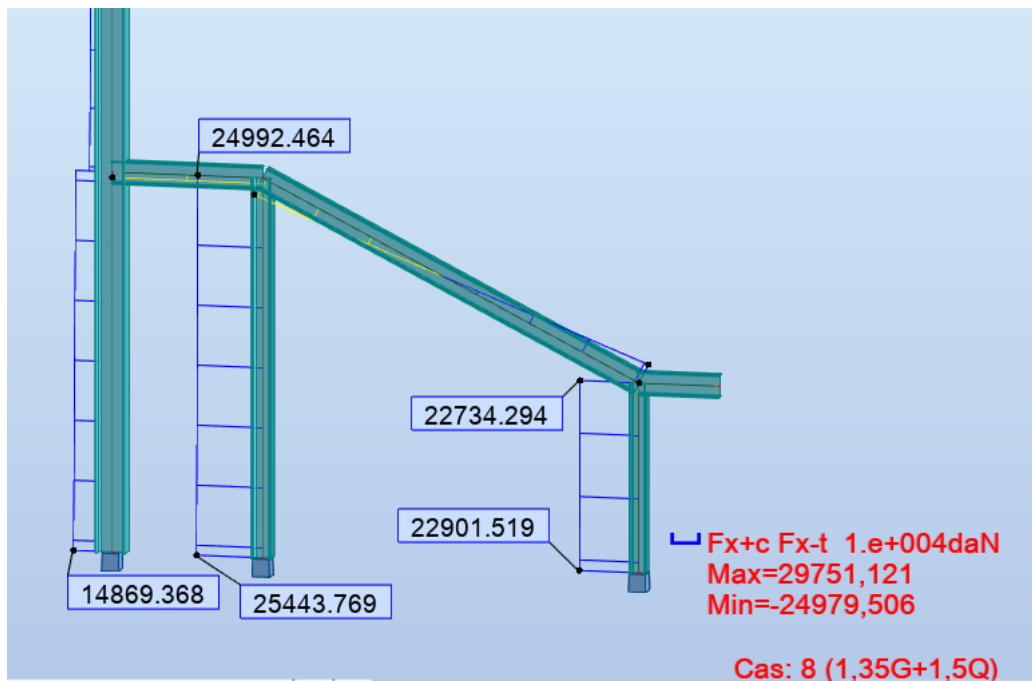


Figure IV.13 : Diagramme des efforts normaux

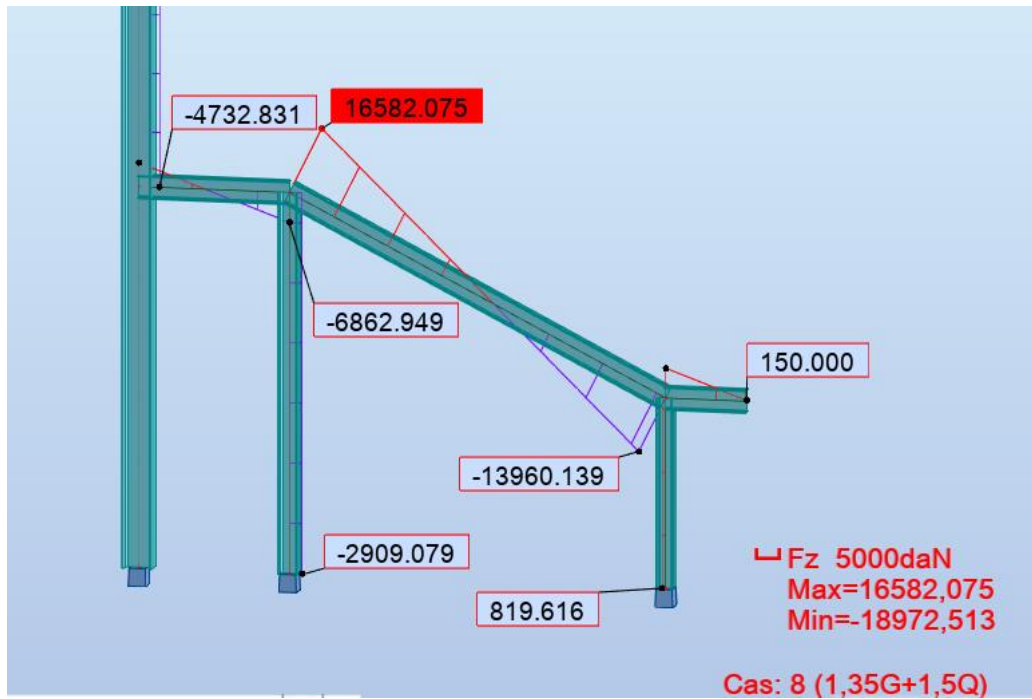


Figure IV.14 : Diagramme des efforts tranchants

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'explorer un cas légèrement différent des éléments habituels d'une structure métallique, et d'avoir une vision nouvelle sur la construction métallique.

Chapitre V

Etude du

portique

Introduction

Les portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composées de traverses (Ou fermes), qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les traverses.

Leur conception varie en fonction :

- De leur portée : on utilise les profils laminés à sections constantes pour des petites portées (Jusqu'à 40 m), des PRS à sections variables pour des longues portées (entre 40 et 80 m), et des portiques à treillis pour les très longues portées, par exemple les hangars aéronautiques (entre 80 et 140 m).
- Du schéma statique de la structure en général et du portique en particulier. Ce schéma statique dépend aussi de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements utilisés (machines vibrantes ou non, etc....)
- Du procédé technologique utilisé par le constructeur.

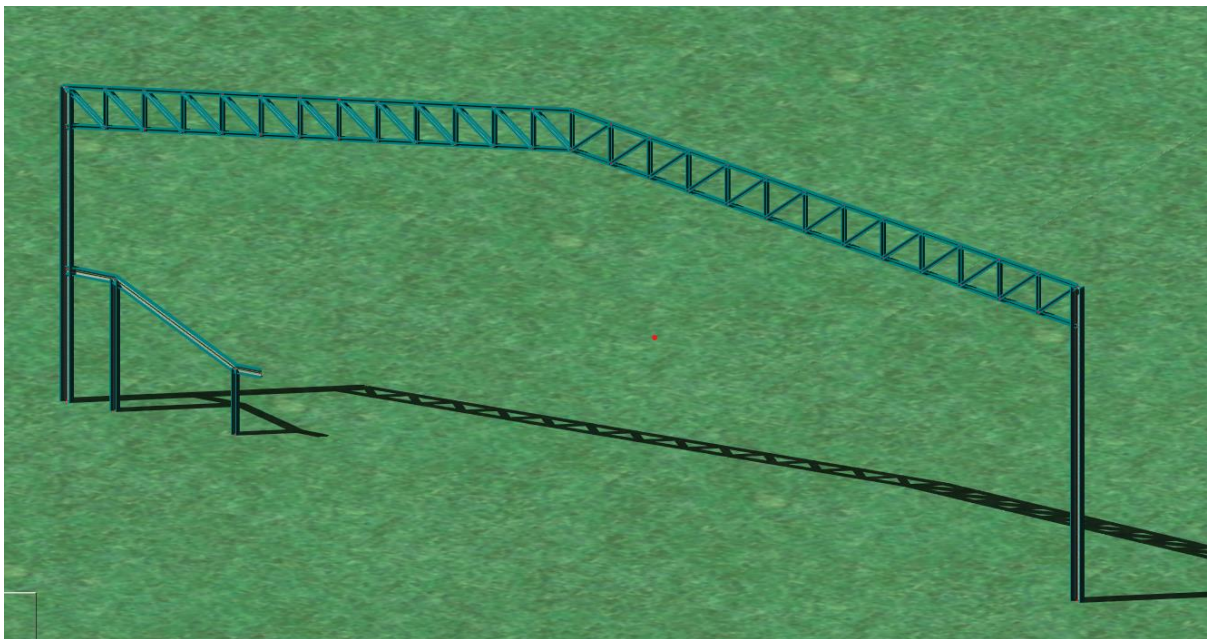


Figure V.1 : représentation d'un portique intermédiaire à l'aide de ROBOT

V.1 Caractéristiques du portique étudié :

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

- La hauteur des poteaux : $h = 12\text{m}$
- La hauteur totale : $14,9\text{m}$
- La portée entre les poteaux : $b = 42\text{m}$
- La longueur des traverses : $s = 21,2\text{m}$
- L'entraxe des portiques la plus défavorable : $6,125\text{m}$

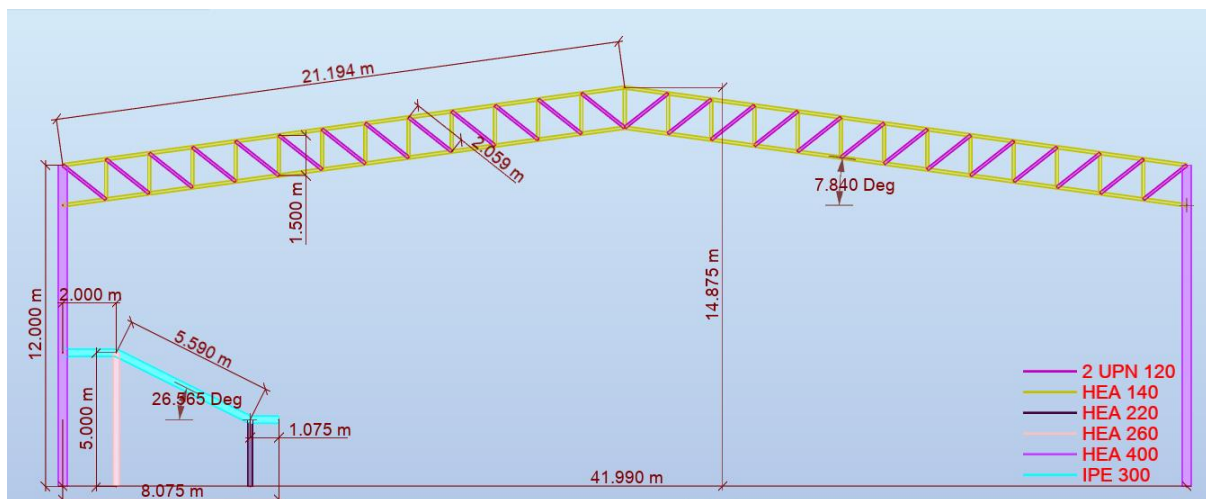


Figure V.2 : Cotations du portique étudié

V.2 Efforts sollicitant le portique :

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure sont : la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

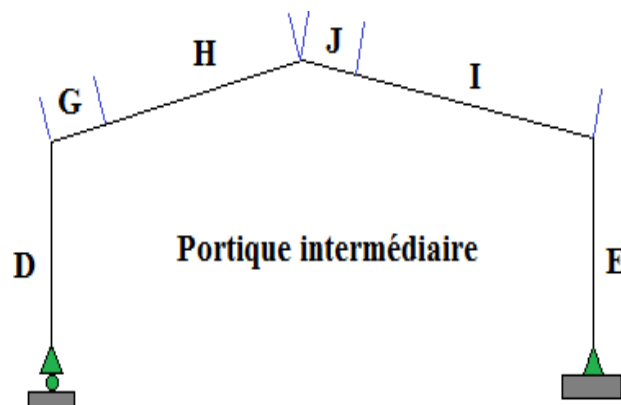


Figure V.3 : Zones de vent agissant sur le portique

V.2.1 Charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)12 daN/m²
- Poids propre d’accessoires de pose.....5 daN/m²
- Poids propre de la panne (IPE 140)12,9 daN/ml = 8,1 kg/m²
- Ferme (calcule).....103,76 daN/ml

Poids total (Entraxe des portiques est de : L = 6,125m) :

$$G = (P \text{ Couverture} + P \text{ Accessoires} + P \text{ Panne}) \times \text{Entraxe des portiques} + P \text{ Traverses}$$

$$G = (12 + 5 + 8,1) \times 6,125 + 103,76$$

$$G = 257,48 \text{ daN/ml}$$

V.2.2 Effet de la neige :(voir CH.2)

$$N = 39,5 \text{ daN/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$N = 31,6 \times 6,125$$

$$N = 193,55 \text{ daN/ml}$$

V.2.3 Effet du vent : (voir CH.2)

- Vent avant-arrière (le plus défavorable)
- $qh[\text{kg/ml}] = qh [\text{kg/m}^2] \times \text{entraxe}$

Tableau V.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent le plus défavorable (sens V2)

Parois Verticale				
ZONE	Cpe	Cpi	Ph[daN/m ²]	Ph [daN/ml]
D	+0.8	-0,214	+86,697	531,019
E	-0.3	-0.214	-7,353	-45,037

Tableau V.2 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent le plus défavorable (sens V2).

Toiture				
ZONE	C _{pe}	C _{pi}	Ph [daN/m ²]	Ph [daN/ml]
F	-1.52	-0,214	-109,953	-673,462
	+0.052	-0,214	+22,572	138,254
G	-1.1	-0,214	-75,753	-463,987
	+0.052	-0,214	+22,572	138,254
H	-0.52	-0,214	-26,163	-160,248
	+0.052	-0,214	+22,572	138,254
I	-0.33	-0,214	-9,918	-60,748
	0	-0,214	+18,297	112,069
J	-0.48	-0,214	-22,743	-139,301
	0	-0,214	+18,297	112,069

V.2.3 Représentation du portique intermédiaire

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 répartie.

- ⇒ (+) pression ; action du vent vers la paroi
- ⇒ (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

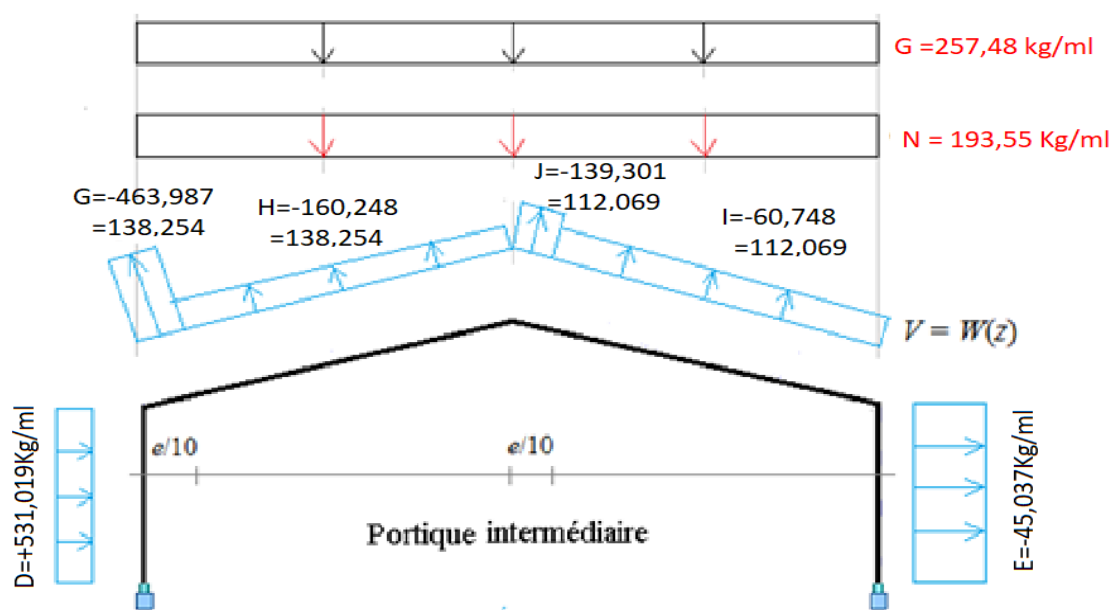


Figure V.4 : Valeurs des pressions, dépressions et de la charge de neige agissant sur le portique

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge u vent car la surface tributaire de ce dernier 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 répartie.

$$\text{Versant de gauche : } \frac{(-463,987 \times 3) + (-160,248 \times 19,25)}{22,25} = -201,20 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Versant de droite : } \frac{(-139,301 \times 3) + (-60,748 \times 19,25)}{22,25} = -71,339 \text{ daN/ml}$$

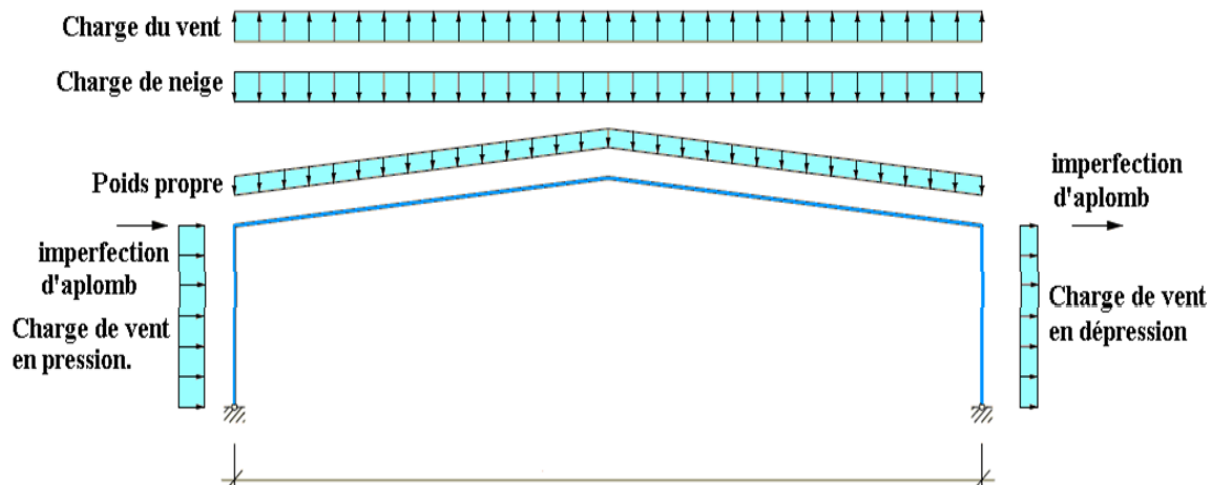
Étant donné que les actions du vent sur les deux versants peuvent se renverser selon la direction du vent, et pour des raisons de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants.

V.2.4 Charge équivalente du vent

$$V_3 = \frac{(-201,20) + (-71,339)}{2} = -136,269 \text{ daN/ml}$$

$$V_1 = +531,019 \text{ daN/ml}$$

$$V_2 = -45,037 \text{ daN/ml}$$



V.2.5 Les combinaisons de charges adoptées pour cette étude :**ELU :**

- $1,35G + 1,5N$
- $1,35G + 1,5V$
- $1,35G + 1,5Q$
- $G + 1,5V$ (soulèvement)
- $1,35G + 1,35V + 1,35N$

ELS :

- $G+Q$
- $G+N$

G : poids propre de la structure

N : charge de neige

V : charge de vent

Q : charge d'exploitation (pour les gradins)

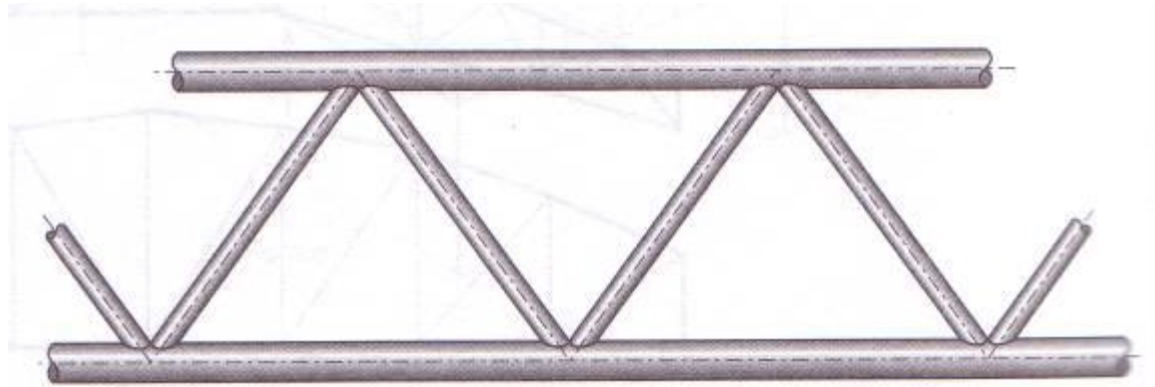
PARTIE I : ÉTUDE DE LA FERME

V.I.1 Introduction

V.I.1.1 Que'Est-ce qu'une ferme ?

Cadre structurel conçu pour fournir un soutien et une résistance à un toit, une ferme est essentielle en tant que cadre du toit. Ils comblent l'espace au-dessus des pièces et se produisent à intervalles réguliers, maintenus par des poteaux longitudinaux pour le soutien.

Fondamentalement, ce sont des structures triangulaires et rectangulaires conçues pour conserver l'intégrité d'un toit. On peut généralement trouver des fermes soutenant les toits des aéroports, des auditoriums, des stades, des gares et des théâtres.



V.I.1.2 Avantage des fermes :

Il y a une bonne raison pour laquelle les fermes de toit ont résisté à l'épreuve du temps dans la construction, et c'est en raison du nombre d'avantages structurels qu'elles offrent aux maisons et aux bâtiments.

Une ferme de toit est considérée comme l'élément clé le plus important du système d'ingénierie d'un bâtiment. Ils remplissent une fonction critique et la conception dépend de divers facteurs. Sans toit, les bâtiments seraient exposés à toutes sortes d'éléments, les rendant complètement inutiles.

V.I.1.3 Propriétés d'une ferme de toit :

Puisqu'ils fonctionnent comme le cadre principal et le renforcement du toit, ils doivent être incroyablement stables et solides. Par la suite, ils sont construits en bois ou en métal, ce qui signifie qu'ils peuvent être construits sur mesure et déplacés facilement. Le poids est réparti également sur toute la structure, vous pouvez donc être sûr que votre toit ne vous tombera pas sur la tête.

Une ferme de toit doit être légère mais stable. Par rapport aux structures de toit plus traditionnelles, elles sont beaucoup plus faciles à assembler et à transporter d'un endroit à l'autre. Cependant, leur construction et leur entretien nécessitent plus de main-d'œuvre.

V.I.1.4 Les composants de base d'une ferme de toit :

Elles sont constituées :

- Membrane supérieure (arbalétrier)
- Membrane inférieure (entrait)
- Âme à treillis (étrésillons), constituée d'éléments verticaux (montants) et obliques (diagonales)

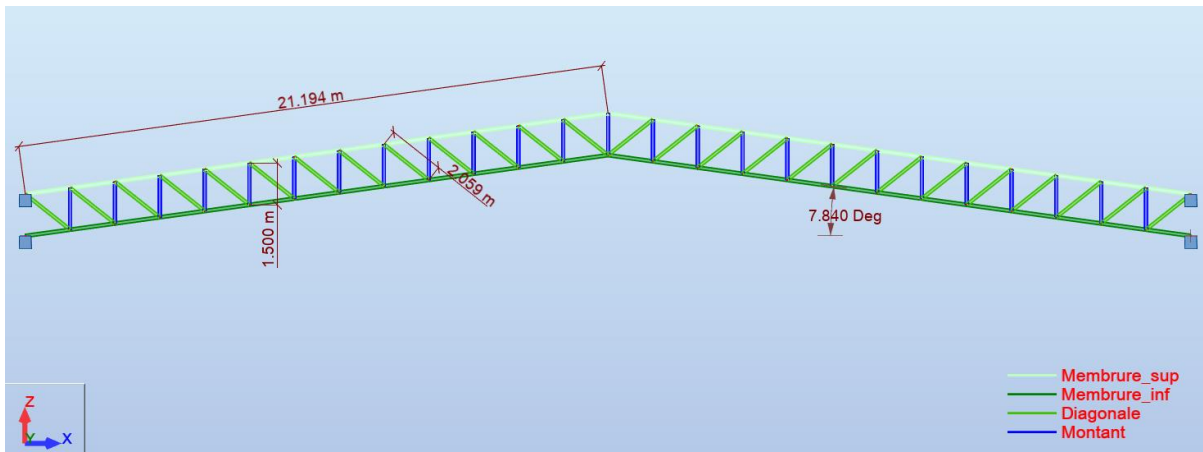


Figure V.5 : Cotations des différents éléments de la ferme

V.I.1.5 La distribution des nœuds sur la ferme :

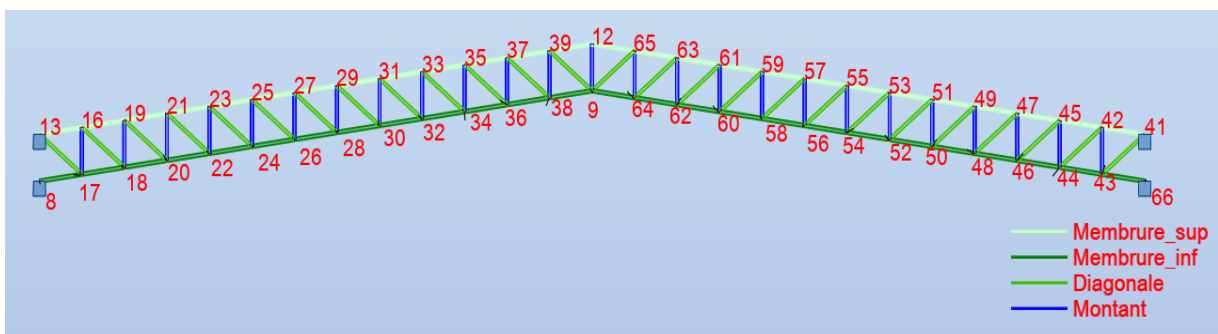


Figure V.6 : représentation des nœuds et éléments constituant la ferme

Remarque :

La combinaison la plus défavorable pour le cas de la ferme est : $1,35G+1,5N$ (ELU)

V.I.2 Les efforts normaux dans chaque nœuds de la ferme (compression et traction)

Num barres	Effort normal Fx [daN]		Types de la barre	Les nœuds identifiant la barre	
	compression	Traction			
1/8/16 (C)	50528,28		Membrure_inf	8	17
1/17/16 (C)	50520,993		Membrure_inf	8	17
2/17/16 (C)	40635,2		Membrure_inf	17	18
2/18/16 (C)	40627,913		Membrure_inf	17	18
3/18/16 (C)	31885,129		Membrure_inf	18	20
3/20/16 (C)	31877,842		Membrure_inf	18	20
4/20/16 (C)	24278,067		Membrure_inf	20	22
4/22/16 (C)	24270,78		Membrure_inf	20	22
9/22/16 (C)	17814,014		Membrure_inf	22	24
9/24/16 (C)	17806,727		Membrure_inf	22	24
10/16/16 (C)	8963,556		Montant	16	17
10/17/16 (C)	9012,554		Montant	16	17
11/16/16 (C)		-11072,366	Diagonale	16	18
11/18/16 (C)		-11027,229	Diagonale	16	18
12/19/16 (C)	7911,923		Montant	19	18
12/18/16 (C)	7960,921		Montant	19	18
13/19/16 (C)		-9628,947	Diagonale	19	20
13/20/16 (C)		-9583,811	Diagonale	19	20
14/21/16 (C)	6860,29		Montant	21	20
14/20/16 (C)	6909,288		Montant	21	20
15/21/16 (C)		-8185,528	Diagonale	21	22
15/22/16 (C)		-8140,392	Diagonale	21	22
16/23/16 (C)	5808,657		Montant	23	22
16/22/16 (C)	5857,655		Montant	23	22
17/23/16 (C)		-6742,109	Diagonale	23	24
17/24/16 (C)		-6696,973	Diagonale	23	24
18/25/16 (C)	4757,023		Montant	25	24
18/24/16 (C)	4806,021		Montant	25	24
19/25/16 (C)		-5298,691	Diagonale	25	26
19/26/16 (C)		-5253,554	Diagonale	25	26
20/27/16 (C)	3705,39		Montant	27	26
20/26/16 (C)	3754,388		Montant	27	26
21/27/16 (C)		-3855,272	Diagonale	27	28
21/28/16 (C)		-3810,136	Diagonale	27	28
22/29/16 (C)	2653,757		Montant	29	28
22/28/16 (C)	2702,755		Montant	29	28
23/29/16 (C)		-2411,853	Diagonale	29	30
23/30/16 (C)		-2366,717	Diagonale	29	30
24/31/16 (C)	1602,123		Montant	31	30
24/30/16 (C)	1651,121		Montant	31	30

25/31/16 (C)		-968,434	Diagonale	31	32
25/32/16 (C)		-923,298	Diagonale	31	32
26/33/16 (C)	550,49		Montant	33	32
26/32/16 (C)	599,488		Montant	33	32
27/33/16 (C)	474,984		Diagonale	33	34
27/34/16 (C)	520,121		Diagonale	33	34
28/35/16 (C)		-501,143	Montant	35	34
28/34/16 (C)		-452,145	Montant	35	34
29/35/16 (C)	1918,403		Diagonale	35	36
29/36/16 (C)	1963,539		Diagonale	35	36
30/37/16 (C)		-1552,776	Montant	37	36
30/36/16 (C)		-1503,778	Montant	37	36
31/37/16 (C)	3361,822		Diagonale	37	38
31/38/16 (C)	3406,958		Diagonale	37	38
32/39/16 (C)		-2604,41	Montant	39	38
32/38/16 (C)		-2555,412	Montant	39	38
33/39/16 (C)	4805,241		Diagonale	39	9
33/9/16 (C)	4850,377		Diagonale	39	9
34/12/16 (C)		-4180,633	Montant	12	9
34/9/16 (C)		-4131,635	Montant	12	9
35/24/16 (C)	12492,97		Membrure_inf	24	26
35/26/16 (C)	12485,683		Membrure_inf	24	26
36/26/16 (C)	8314,935		Membrure_inf	26	28
36/28/16 (C)	8307,648		Membrure_inf	26	28
37/28/16 (C)	5279,908		Membrure_inf	28	30
37/30/16 (C)	5272,621		Membrure_inf	28	30
38/30/16 (C)	3387,89		Membrure_inf	30	32
38/32/16 (C)	3380,603		Membrure_inf	30	32
39/32/16 (C)	2638,882		Membrure_inf	32	34
39/34/16 (C)	2631,595		Membrure_inf	32	34
40/34/16 (C)	3032,881		Membrure_inf	34	36
40/36/16 (C)	3025,595		Membrure_inf	34	36
41/36/16 (C)	4569,89		Membrure_inf	36	38
41/38/16 (C)	4562,603		Membrure_inf	36	38
42/38/16 (C)	7249,908		Membrure_inf	38	9
42/9/16 (C)	7242,621		Membrure_inf	38	9
43/13/16 (C)		-11078,481	Membrure_sup	13	16
43/16/16 (C)		-11085,768	Membrure_sup	13	16
44/16/16 (C)		-2328,41	Membrure_sup	16	19
44/19/16 (C)		-2335,697	Membrure_sup	16	19
45/19/16 (C)	5278,652		Membrure_sup	19	21
45/21/16 (C)	5271,365		Membrure_sup	19	21
46/21/16 (C)	11742,705		Membrure_sup	21	23
46/23/16 (C)	11735,418		Membrure_sup	21	23
74/17/16 (C)		-12470,648	Diagonale	17	13
74/13/16 (C)		-12515,784	Diagonale	17	13

75/23/16 (C)	17063,749		Membrure_sup	23	25
75/25/16 (C)	17056,462		Membrure_sup	23	25
76/25/16 (C)	21241,784		Membrure_sup	25	27
76/27/16 (C)	21234,497		Membrure_sup	25	27
77/27/16 (C)	24276,811		Membrure_sup	27	29
77/29/16 (C)	24269,524		Membrure_sup	27	29
78/29/16 (C)	26168,829		Membrure_sup	29	31
78/31/16 (C)	26161,542		Membrure_sup	29	31
79/31/16 (C)	26917,837		Membrure_sup	31	33
79/33/16 (C)	26910,551		Membrure_sup	31	33
80/33/16 (C)	26523,837		Membrure_sup	33	35
80/35/16 (C)	26516,551		Membrure_sup	33	35
81/35/16 (C)	24986,829		Membrure_sup	35	37
81/37/16 (C)	24979,542		Membrure_sup	35	37
82/37/16 (C)	22306,811		Membrure_sup	37	39
82/39/16 (C)	22299,524		Membrure_sup	37	39
83/39/16 (C)	18483,784		Membrure_sup	39	41
83/12/16 (C)	18476,498		Membrure_sup	39	41
118/42/16 (C)	8963,556		Montant	42	43
118/43/16 (C)	9012,554		Montant	42	43
119/42/16 (C)		-11072,366	Diagonale	42	44
119/44/16 (C)		-11027,229	Diagonale	42	44
120/45/16 (C)	7911,923		Montant	45	44
120/44/16 (C)	7960,921		Montant	45	44
121/45/16 (C)		-9628,947	Diagonale	45	46
121/46/16 (C)		-9583,811	Diagonale	45	46
122/47/16 (C)	6860,29		Montant	47	46
122/46/16 (C)	6909,288		Montant	47	46
123/47/16 (C)		-8185,528	Diagonale	47	48
123/48/16 (C)		-8140,392	Diagonale	47	48
124/49/16 (C)	5808,657		Montant	49	48
124/48/16 (C)	5857,655		Montant	49	48
125/49/16 (C)		-6742,109	Diagonale	49	50
125/50/16 (C)		-6696,973	Diagonale	49	50
126/51/16 (C)	4757,023		Montant	51	50
126/50/16 (C)	4806,021		Montant	51	50
127/51/16 (C)		-5298,691	Diagonale	51	52
127/52/16 (C)		-5253,554	Diagonale	51	52
128/53/16 (C)	3705,39		Montant	53	52
128/52/16 (C)	3754,388		Montant	53	52
129/53/16 (C)		-3855,272	Diagonale	53	54
129/54/16 (C)		-3810,136	Diagonale	53	54
130/55/16 (C)	2653,757		Montant	55	54
130/54/16 (C)	2702,755		Montant	55	54
131/55/16 (C)		-2411,853	Diagonale	55	56
131/56/16 (C)		-2366,717	Diagonale	55	56

132/57/16 (C)	1602,123		Montant	57	56
132/56/16 (C)	1651,121		Montant	57	56
133/57/16 (C)		-968,434	Diagonale	57	58
133/58/16 (C)		-923,298	Diagonale	57	58
134/59/16 (C)	550,49		Montant	59	58
134/58/16 (C)	599,488		Montant	59	58
135/59/16 (C)	474,984		Diagonale	59	60
135/60/16 (C)	520,121		Diagonale	59	60
136/61/16 (C)		-501,143	Montant	61	60
136/60/16 (C)		-452,145	Montant	61	60
137/61/16 (C)	1918,403		Diagonale	61	62
137/62/16 (C)	1963,539		Diagonale	61	62
138/63/16 (C)		-1552,776	Montant	63	62
138/62/16 (C)		-1503,778	Montant	63	62
139/63/16 (C)	3361,822		Diagonale	63	64
139/64/16 (C)	3406,958		Diagonale	63	64
140/65/16 (C)		-2604,41	Montant	65	64
140/64/16 (C)		-2555,412	Montant	65	64
141/65/16 (C)	4805,241		Diagonale	65	9
141/9/16 (C)	4850,377		Diagonale	65	9
142/43/16 (C)		-12470,648	Diagonale	43	41
142/41/16 (C)		-12515,784	Diagonale	43	41
143/66/16 (C)	50528,28		Membrure_inf	66	43
143/43/16 (C)	50520,993		Membrure_inf	66	43
144/43/16 (C)	40635,2		Membrure_inf	43	44
144/44/16 (C)	40627,913		Membrure_inf	43	44
145/44/16 (C)	31885,129		Membrure_inf	44	46
145/46/16 (C)	31877,842		Membrure_inf	44	46
146/46/16 (C)	24278,067		Membrure_inf	46	48
146/48/16 (C)	24270,78		Membrure_inf	46	48
147/48/16 (C)	17814,014		Membrure_inf	48	50
147/50/16 (C)	17806,727		Membrure_inf	48	50
148/50/16 (C)	12492,97		Membrure_inf	50	52
148/52/16 (C)	12485,683		Membrure_inf	50	52
149/52/16 (C)	8314,935		Membrure_inf	52	54
149/54/16 (C)	8307,648		Membrure_inf	52	54
150/54/16 (C)	5279,908		Membrure_inf	54	56
150/56/16 (C)	5272,621		Membrure_inf	54	56
151/56/16 (C)	3387,89		Membrure_inf	56	58
151/58/16 (C)	3380,603		Membrure_inf	56	58
152/58/16 (C)	2638,882		Membrure_inf	58	60
152/60/16 (C)	2631,595		Membrure_inf	58	60
153/60/16 (C)	3032,881		Membrure_inf	60	62
153/62/16 (C)	3025,595		Membrure_inf	60	62
154/62/16 (C)	4569,89		Membrure_inf	62	64
154/64/16 (C)	4562,603		Membrure_inf	62	64

155/64/16 (C)	7249,908		Membrure_inf	64	9
155/9/16 (C)	7242,621		Membrure_inf	64	9
156/41/16 (C)		-11078,481	Membrure_sup	41	42
156/42/16 (C)		-11085,768	Membrure_sup	41	42
157/42/16 (C)		-2328,41	Membrure_sup	42	45
157/45/16 (C)		-2335,697	Membrure_sup	42	45
158/45/16 (C)	5278,652		Membrure_sup	45	47
158/47/16 (C)	5271,365		Membrure_sup	45	47
159/47/16 (C)	11742,705		Membrure_sup	47	49
159/49/16 (C)	11735,418		Membrure_sup	47	49
160/49/16 (C)	17063,749		Membrure_sup	49	51
160/51/16 (C)	17056,462		Membrure_sup	49	51
161/51/16 (C)	21241,784		Membrure_sup	51	53
161/53/16 (C)	21234,497		Membrure_sup	51	53
162/53/16 (C)	24276,811		Membrure_sup	53	55
162/55/16 (C)	24269,524		Membrure_sup	53	55
163/55/16 (C)	26168,829		Membrure_sup	55	57
163/57/16 (C)	26161,542		Membrure_sup	55	57
164/57/16 (C)	26917,837		Membrure_sup	57	59
164/59/16 (C)	26910,551		Membrure_sup	57	59
165/59/16 (C)	26523,837		Membrure_sup	59	61
165/61/16 (C)	26516,551		Membrure_sup	59	61
166/61/16 (C)	24986,829		Membrure_sup	61	63
166/63/16 (C)	24979,542		Membrure_sup	61	63
167/63/16 (C)	22306,811		Membrure_sup	63	65
167/65/16 (C)	22299,524		Membrure_sup	63	65
168/65/16 (C)	18483,784		Membrure_sup	65	12
168/12/16 (C)	18476,498		Membrure_sup	65	12

V.I.3 Les éléments les plus chargés :

- Pour la membrure supérieure : la barre 79 située entre les nœuds 31 et 32
- Pour la membrure inférieure : la barre 1 située entre les nœuds 8 et 17
- Pour le montant : la barre 10 située entre les nœuds 16 et 17
- Pour la diagonale : la barre 74 située entre les nœuds 17 et 13

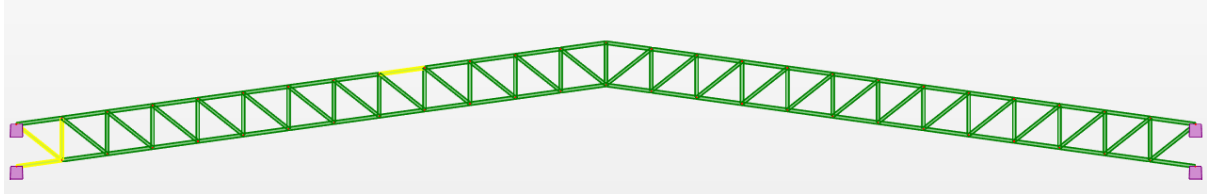


Figure V.7 : Elements de la ferme les plus defavorables

V. I.4 Vérification des pièces :

V.I.4.1 La membrure supérieure :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: *Vérification des familles*

FAMILLE: 1 Membrure sup

PIECE: 79

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 1,35G+1,5N 1*1.350+4*1.500

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 2750.000 \text{ daN/cm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 140

h=0.133 m	gM0=1.100	gM1=1.150	
b=0.140 m	Ay=26.360 cm ²	Az=10.127 cm ²	Ax=31.420 cm ²
tw=0.006 m	Iy=1033.130 cm ⁴	Iz=389.320 cm ⁴	Ix=8.160 cm ⁴
tf=0.009 m	Wply=173.500 cm ³	Wplz=84.850 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 26917.837 daN
 Nc,Rd = 78550.000 daN
 Nb,Rd = 61916.425 daN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.630 m Lam_y = 0.295
Lcr,y = 1.467 m Xy = 0.966
Lamy = 25.588



en z:

Lz = 1.630 m Lam_z = 0.533
Lcr,z = 1.630 m Xz = 0.824
Lamz = 46.315

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.343 < 1.000 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 25.588 < Lambda,max = 210.000

Lambda,z = 46.315 < Lambda,max = 210.000 STABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.435 < 1.000 (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

V.I.4.2 Membrane inférieur :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 2 Membrane inf

PIECE: 1

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 1,35G+1,5N 1*1.350+4*1.500

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 2750.000 daN/cm2



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 140

h=0.133 m	gM0=1.100	gM1=1.150	
b=0.140 m	Ay=26.360 cm2	Az=10.127 cm2	Ax=31.420 cm2
tw=0.006 m	Iy=1033.130 cm4	Iz=389.320 cm4	Ix=8.160 cm4
tf=0.009 m	Wply=173.500 cm3	Wplz=84.850 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 50528.280 daN

Nc,Rd = 78550.000 daN

Nb,Rd = 61916.425 daN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.630 m Lam_y = 0.295
Lcr,y = 1.467 m Xy = 0.966
Lamy = 25.588



en z:

Lz = 1.630 m Lam_z = 0.533
Lcr,z = 1.630 m Xz = 0.824
Lamz = 46.315

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

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.643 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda},y = 25.588 < \text{Lambda},\text{max} = 210.000 \quad \text{Lambda},z = 46.315 < \text{Lambda},\text{max} = 210.000 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/Nb,Rd = 0.816 < 1.000 \quad (6.3.1.1.(1))$$

Profil correct !!!

V.I.4.3 La diagonale :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 3 Diagonale

PIECE: 74 Diagonale

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 \quad L = 2.059 \text{ m}$
CHARGEMENTS:
Cas de charge décisiif: 16 1,35G+1,5N 1*1.350+4*1.500

MATERIAU:

 ACIER E28 $f_y = 2750.000 \text{ daN/cm}^2$

PARAMETRES DE LA SECTION: 2 UPN 120

$h=0.120 \text{ m}$	$gM0=1.100$	$gM1=1.150$	
$b=0.210 \text{ m}$	$Ay=19.800 \text{ cm}^2$	$Az=16.800 \text{ cm}^2$	$Ax=34.000 \text{ cm}^2$
$tw=0.007 \text{ m}$	$Iy=736.000 \text{ cm}^4$	$Iz=1571.931 \text{ cm}^4$	$Ix=8.300 \text{ cm}^4$
$tf=0.009 \text{ m}$	$Wply=145.200 \text{ cm}^3$	$Wplz=224.740 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:
 $N,Ed = -12515.784 \text{ daN}$
 $Nt,Rd = 85000.000 \text{ daN}$

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:

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.147 < 1.000 \quad (6.2.3.(1))$$

Profil correct !!!

V.I.4.4 le montant :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 4 Montant

PIECE: 10 Montant

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 1.500 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 1,35G+1,5N 1*1.350+4*1.500

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 2750.000 daN/cm2



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 140

h=0.133 m	gM0=1.100	gM1=1.150	
b=0.140 m	Ay=26.360 cm2	Az=10.127 cm2	Ax=31.420 cm2
tw=0.006 m	Iy=1033.130 cm4	Iz=389.320 cm4	Ix=8.160 cm4
tf=0.009 m	Wply=173.500 cm3	Wplz=84.850 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 9012.554 daN
 Nc,Rd = 78550.000 daN
 Nb,Rd = 63721.326 daN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.500 m Lam_y = 0.241
 Lcr,y = 1.200 m Xy = 0.985
 Lamy = 20.927



en z:

Lz = 1.500 m Lam_z = 0.491
 Lcr,z = 1.500 m Xz = 0.848
 Lamz = 42.613

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.115 < 1.000 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 20.927 < Lambda,max = 210.000

Lambda,z = 42.613 < Lambda,max = 210.000 STABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.141 < 1.000 (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

V.I.4.5 Représentations des résultats

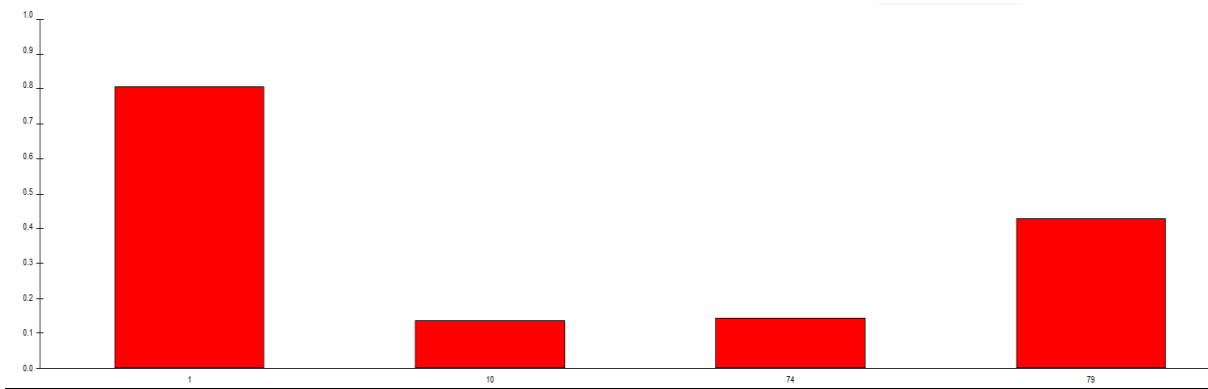


Figure V.8 : Taux de travaux pour les éléments de la ferme

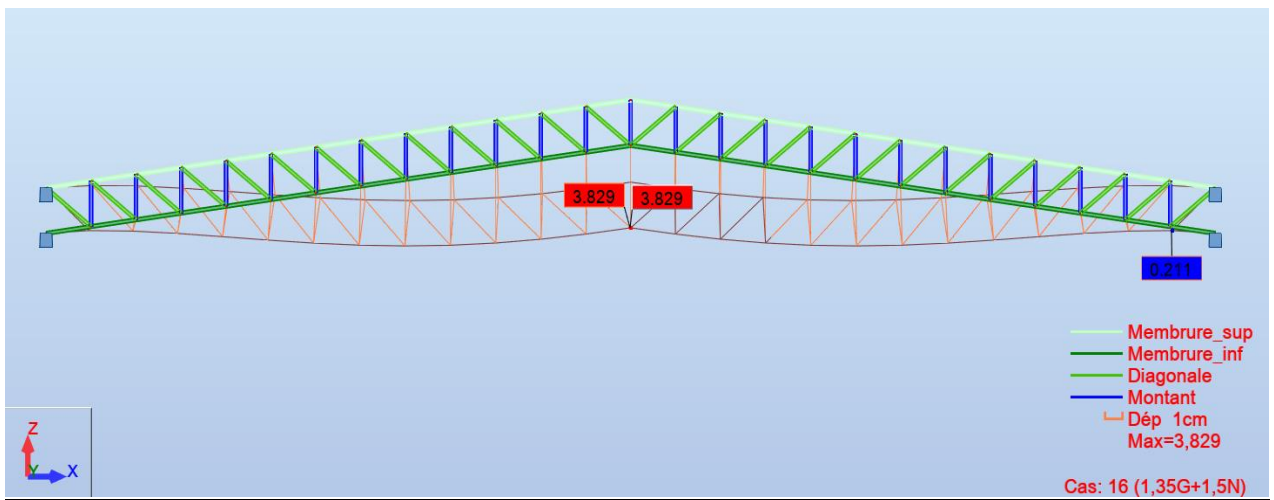


Figure V.9 : Flèche globale de la ferme

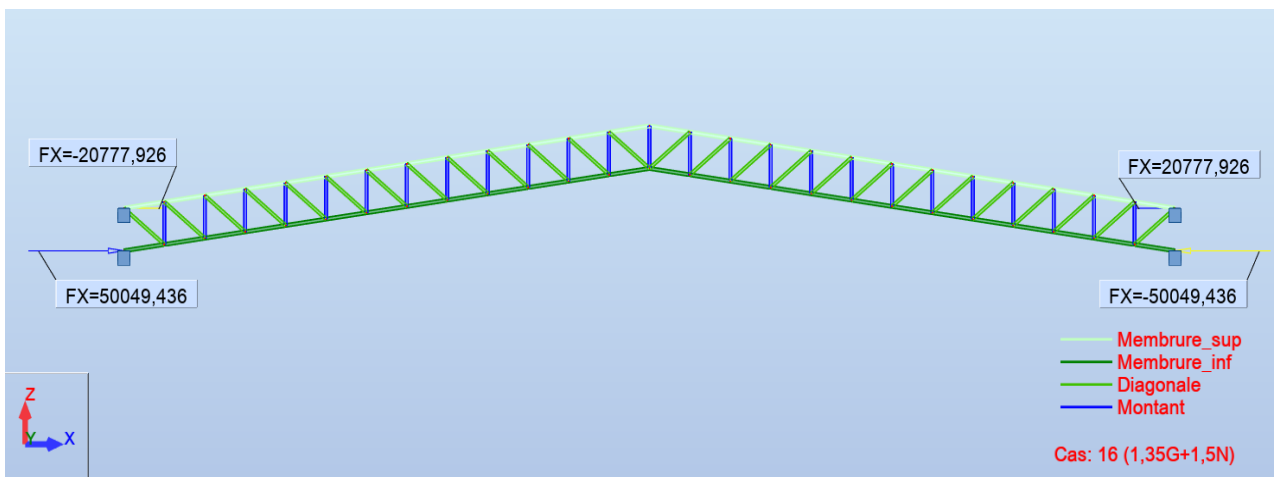


Figure V.10 : Réactions d'appuis (le couple d'effort)

Conclusion

- La membrure inférieure la mieux vérifié avec un taux de travail égal à 82%
- Pour des raisons esthétiques, il est préférable de garder les sections des pièces (membre supérieur, membre inférieur, diagonale et montant) telle qu'ils sont sur tout la longueur de la ferme.

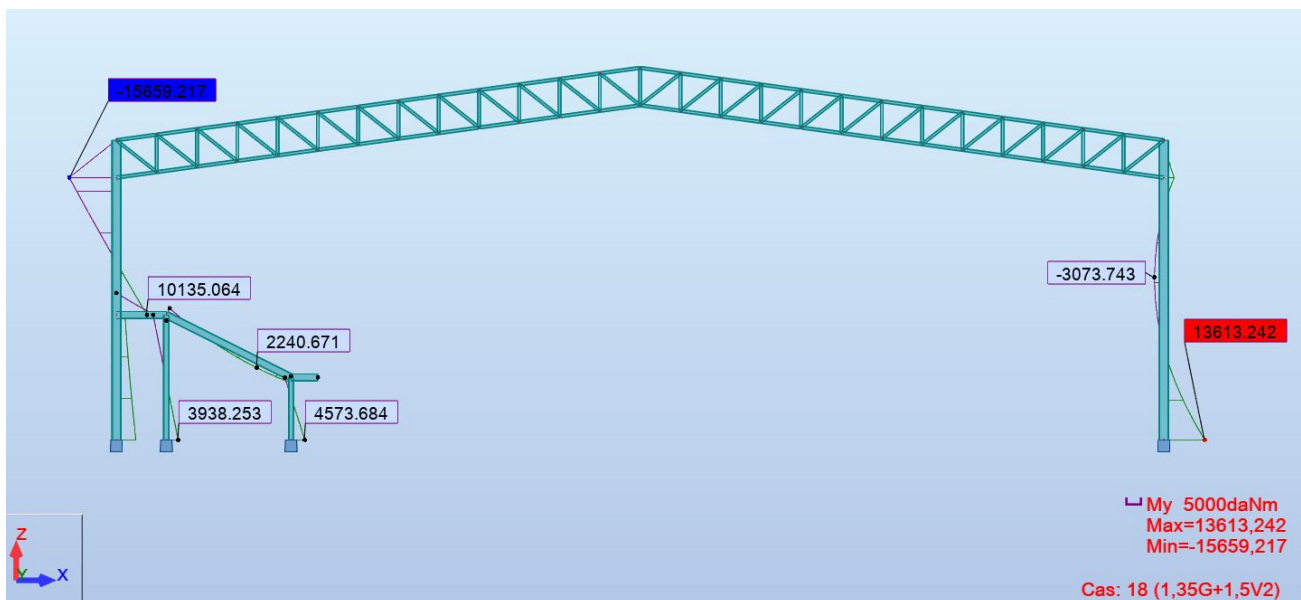
Partie II : vérification globale de portique**V.II.1 Introduction:**

Dans cette partie, on va faire une vérification générale de tout les éléments de portique selon les combinaisons de charge, afin d'avoir un dimensionnement final.

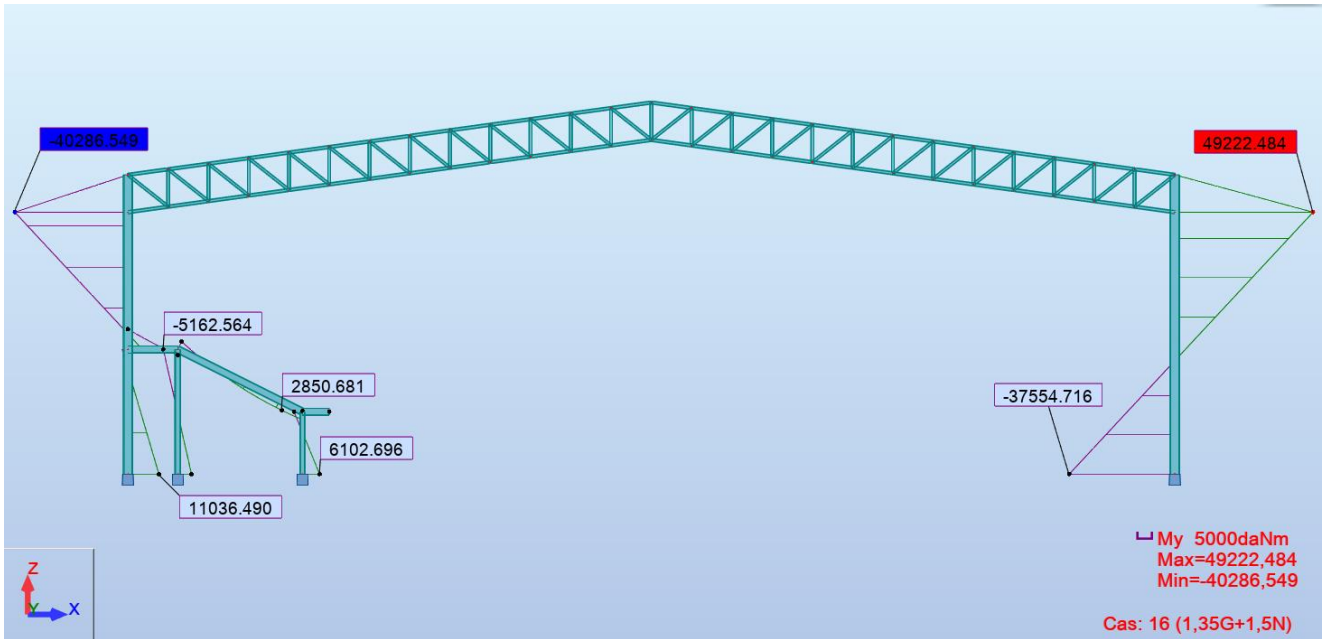
Dans cette partie, toutes les combinaisons seront incluse dans les vérifications, et seul le poteau de rive aura une vérification détaillé des phénomènes physiques provoqués par la combinaison la plus défavorable.

V.II.2 les moments fléchissant des différentes combinaisons :

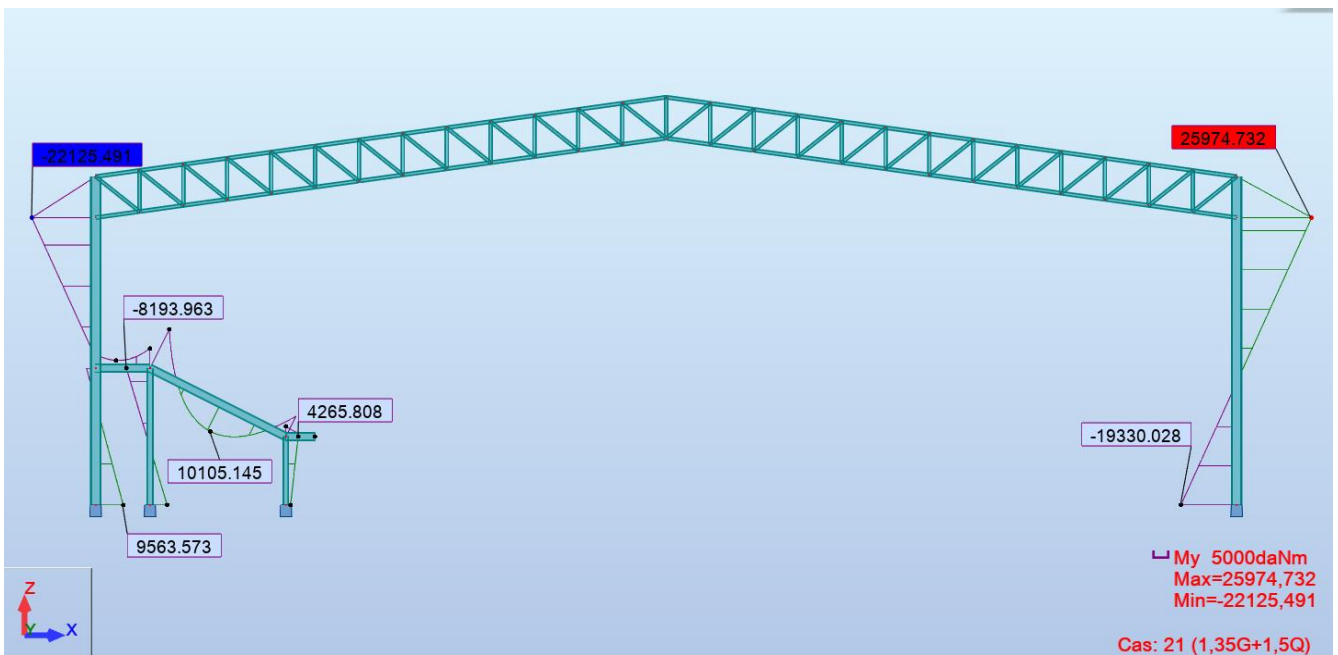
- **Combinaison 1** : $1,35G+1,5V$



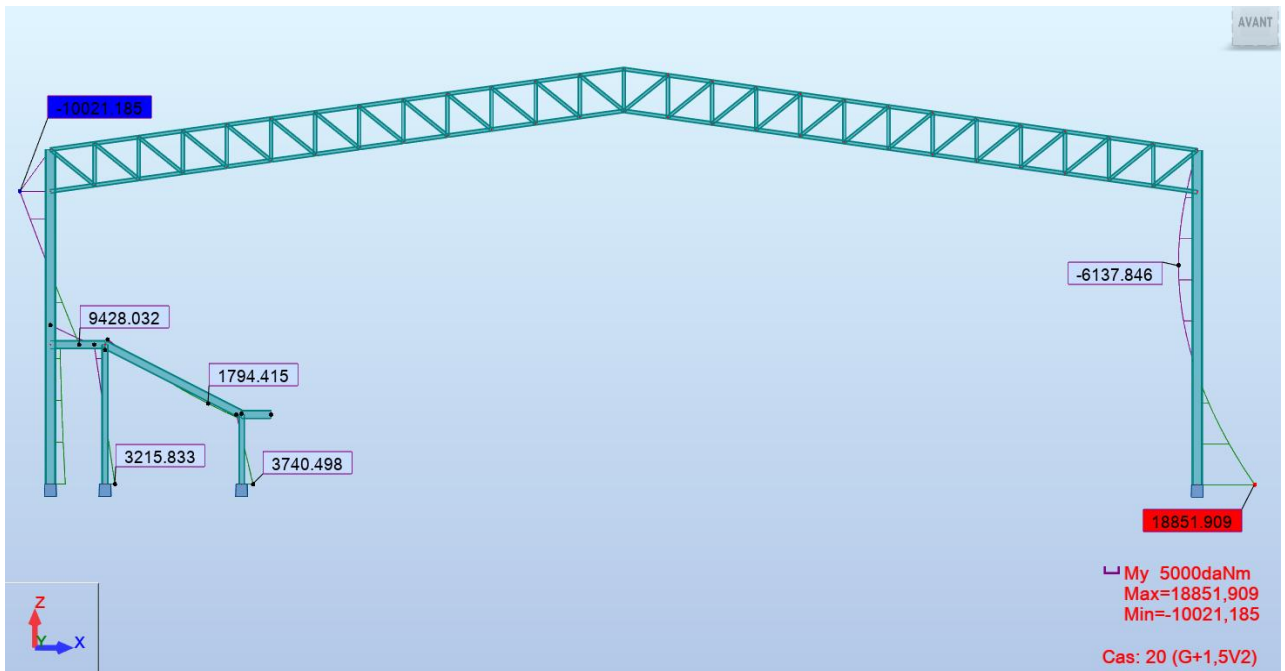
➤ **Combinaison 2 : 1,35G+1,5N**



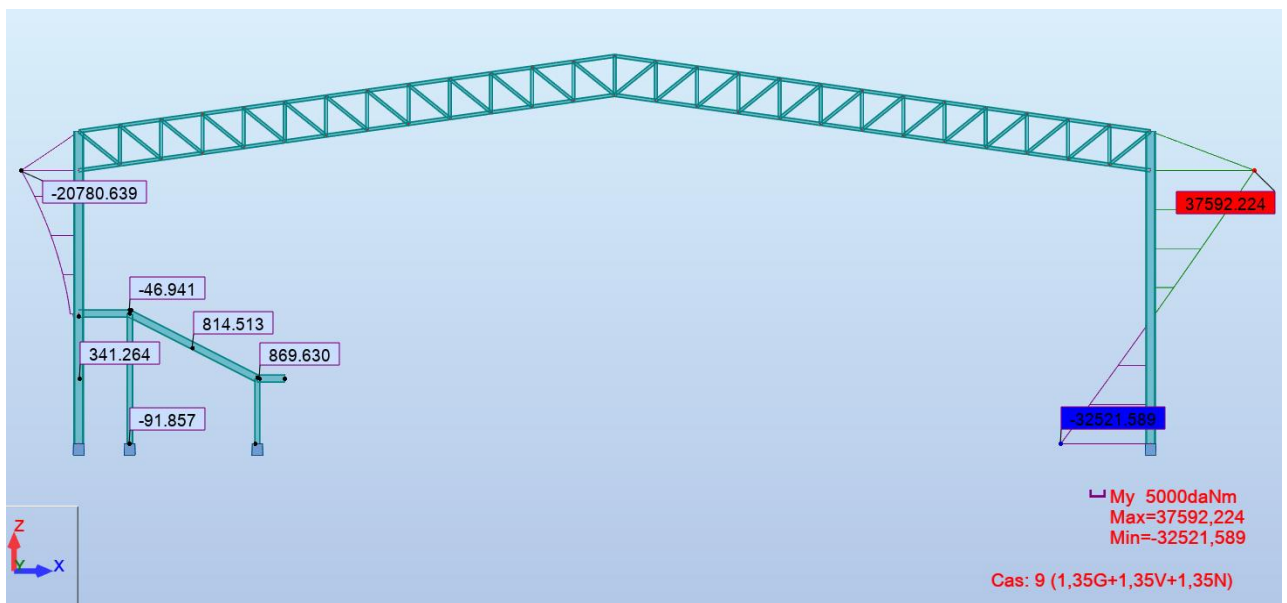
➤ **Combinaison 3 : 1,35G+1,5Q**



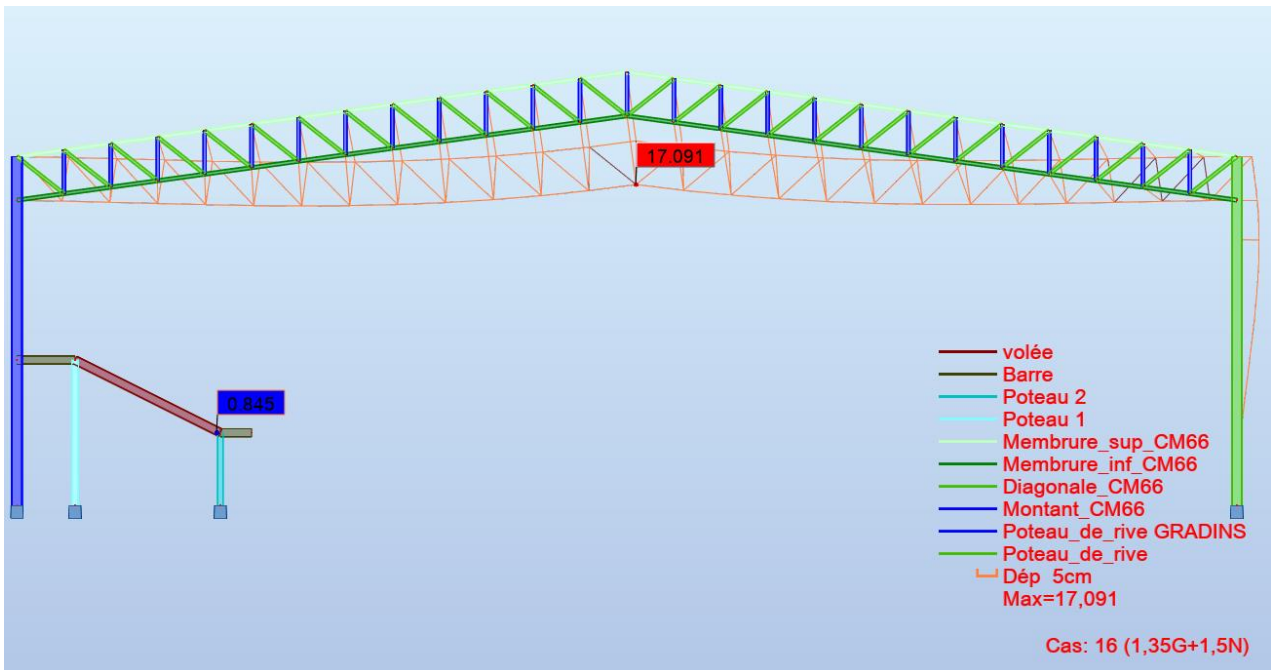
➤ **Combinaison 4 : G+1,5V (soulèvement)**



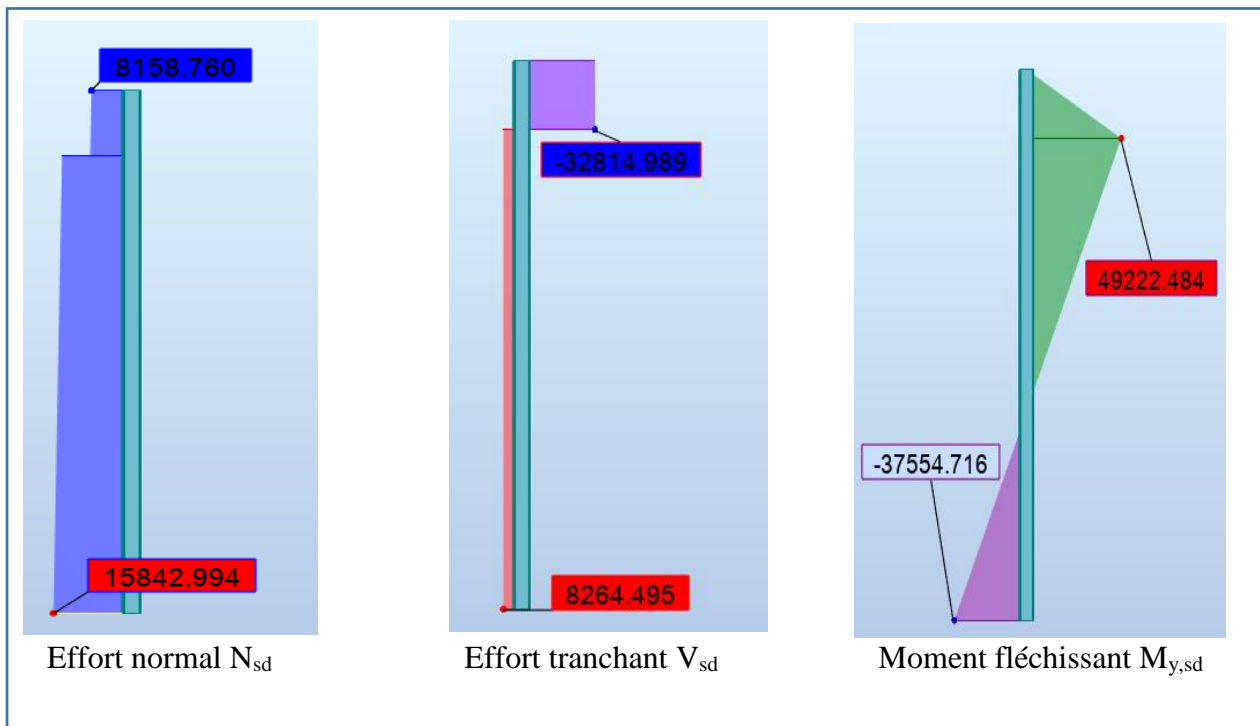
➤ **Combinaison 5 : 1,35G +1,35V +1,35N**



V.II.3 La déformation globale sous la combinaison 1,35G+1,5N:



V.II.4 Billon des efforts du poteau HEA400



V.II.5 Vérification manuelle de poteau (HEA400):**V.II.5.1 Bilan des efforts :**

- $M_{y,sd} = 49222.484 \text{ daN.m}$
- $N_{sd} = 14975.267 \text{ daN}$
- $V_{sd} = 8264.495 \text{ daN}$

V.II.5.2 Combinaison de charge :

- **ELU**
 $q = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 257,48 + 1.5 \times 193,55$
 $q = 637,92 \text{ daN/ml}$

V.II.5.3 Vérification du moment fléchissant :

$$M_{ysd} = 49222.484 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 2562 \times 10^{-2}}{1,1} = 64050 \text{ daN.m}$$

$$M_{ysd} = 49222,484 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 64050 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V.II.5.4 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante : $V_{sd} < V_{pl,rd}$
 $V_{sd} = 8264.495 \text{ daN}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{57,33 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 82748,727 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8264.495 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 82748,727 \text{ daN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V.II.5.5 Verification Vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait

suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

Avec :

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta w})$$

Avec $\beta w = 1$ car la section est de classe 01.

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^5}{275} \right]^{0,5} = 86,77$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{805}{16,84} = 47,80$$

Avec : $L_y = 0,7 L = 8,05$ m

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{47,8}{86,77} = 0,55$$

- Courbe de flambement :

$$h/b = 390/300 = 1,3 > 1,2$$

Axe de flambement Y-Y \Rightarrow courbe de flambement (a) ; $\alpha_y = 0,21$ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21(0,55 - 0,2) + 0,55^2] = 0,68$$

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,68 + [0,68^2 - 0,55^2]^{0,5}} = 0,92$$

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

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$$

Avec $\beta_w = 1$ (section est de classe 01).

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^5}{275} \right]^{0,5} = 86,77$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{805}{7,34} = 109,67$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{45,37}{86,77} = 1,26$$

- **Courbe de flambement :**

$$h/b = 390/300 = 1,3 > 1,2$$

Axe de flambement Z - Z \Rightarrow courbe de flambement (b) ; $\alpha = 0,34$ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03)

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,34(1,26 - 0,2) + 1,26^2] = 1,47$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,47 + [1,47^2 - 1,26^2]^{0,5}} = 0,45$$

- **Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,92; 0,45)$$

$$\chi_{min} = 0,92$$

- **Coefficient d'interaction k_y :**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \text{ avec } k_y \leq 1,5 \quad (\text{Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03})$$

$$k_y = 0,914 \quad (\text{Robot Structural Analysis})$$

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y;sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{159 \cdot 2750}{1,1} = 397500 \text{ daN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2750 \times 2562 \times 10^{-2}}{1,1} = 64050 \text{ daN.m}$$

$$\frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{14975,267 \cdot 1,15}{0,45 \times 397500} + \frac{0,914 \times 49222,484 \cdot 1,15}{64500} = 0,89 \leq 1$$

L'élément est vérifié au flambement.

V.II.6 Vérification par logicielle du poteau HEA400

Caractéristiques de la section: HEA 400			
Ax	158.980	cm ²	aire de la section
Ay	126.200	cm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction y
Az	57.330	cm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction z
Ix	189.760	cm ⁴	moment d'inertie de torsion
Iy	45069.400	cm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe y
Iz	8563.830	cm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe z
Wply	2561.800	cm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe y
Wplz	872.860	cm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe z
h	0.390	m	hauteur de la section
b	0.300	m	largeur de la section
tf	0.019	m	épaisseur de l'aile
tw	0.011	m	épaisseur de l'âme
ry	0.168	m	rayon de giration par rapport à l'axe y
rz	0.073	m	rayon de giration par rapport à l'axe z
Anb	1.000		Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute)
Eta	1.000		coefficient pour la définition d'Av
Matériau:			
Nom	ACIER E28		
fy	2750.000	daN/cm ²	résistance du matériau
fu	4050.000	daN/cm ²	contrainte ultime à la traction - valeur caractéristique
γ_{M0}	1.100		coefficient de sécurité partiel
γ_{M1}	1.150		coefficient de sécurité partiel
γ_{M2}	1.250		coefficient de sécurité partiel
Classe de la section			
cf	0.117	m	largeur de l'aile
tf	0.019	m	épaisseur de l'aile
cf/tf	6.184		élancement de la semelle
KLF		1	classe de la semelle
cw	0.298	m	hauteur de l'âme

tw	0.011	m	épaisseur de l'âme
cw/tw	27.091		élancement de l'âme
alfa	0.583		étendue relative de la zone comprimée plastique
psi	-0.931		rapport des contraintes aux limites
KLW		1	classe de l'âme
(hw/tw)lim	66.558		élancement limite de l'âme pour le cisaillement
hw/tw	32.000		élancement de l'âme pour le cisaillement
KLSZ	Plastique		classe de l'âme pour le cisaillement
KL		1	classe de la section
Paramètres de l'analyse de flambement			
par rapport à l'axe y de la section			
Courbe,y	a		Courbe de flambement
Lcr,y	8.400	m	longueur de flambement de la barre
Lamy	49.890		élancement de la barre
Lam_y	0.575		élancement relatif de la barre
alfa,y	0.210		paramètre de l'imperfection
fi,y	0.704		coefficient pour les calculs X
Xy	0.899		coefficient de flambement
Ny,b,Rd	341903.453	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
par rapport à l'axe z de la section			
Courbe,z	b		Courbe de flambement
Lcr,z	8.400	m	longueur de flambement de la barre
Lamz	114.450		élancement de la barre
Lam_z	1.318		élancement relatif de la barre
alfa,z	0.340		paramètre de l'imperfection
fi,z	1.559		coefficient pour les calculs X
Xz	0.418		coefficient de flambement
Nz,b,Rd	158968.556	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
Paramètres de l'analyse de déversement			
méthode détaillée [6.3.2.3]			
Lcr,upp	10.500	m	longueur de déversement de la semelle supérieure
Lcr,low	10.500	m	longueur de déversement de la semelle inférieure
C1	2.591		coefficient pour le calcul de M _{cr}
C2	0.000		coefficient pour le calcul de M _{cr}
Iw	0.000	m ⁶	rayon d'inertie sectoriel
zg	0.000	m	distance du point d'application de la charge du centre de cisaillement
M _{cr}	150174.579	daN*m	moment critique pour le déversement
kc	0.632		paramètre de correction dépendant du mode de chargement
Lam_LT	0.685		élancement fictif de la barre pour le déversement
Lam,LT0	0.277		élancement comparative
Courbe,LT			courbe de déversement

alfa,LT	0.328		paramètre de l'imperfection pour les courbes de déversement
fi,LT	0.801		coefficient pour les calculs XLT
Beta	1.000		coefficient pour les calculs XLT
XLT	0.821		coefficient de déversement
f	0.821		coefficient de réduction pour les calculs XLT,mod
XLT,mod	1.000		coefficient de déversement modifié
Paramètres de l'analyse de la stabilité globale de la barre			
méthode de calcul des paramètres d'interaction - Annexe B			
Cmy	0.900		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
CmLT	0.900		paramètre dû à la répartition des moments fléchissants
kyy	0.915		paramètre de l'interaction
kzy	0.986		paramètre de l'interaction
Efforts internes dans les points caractéristiques de la section			
N,Ed	14975.267	daN	effort axial N.Ed
My,Ed	-5833.884	daN*m	moment fléchissant My.Ed
My,Ed,max	-49222.484	daN*m	Moment maximal
Vz,Ed	-8264.495	daN	effort tranchant Vz.Ed
Contraintes dans les points caractéristiques de la section			
Tau,z,max,Ed	-212.435	daN/cm2	contrainte de cisaillement - direction z
Efforts limites			
Nc,Rd	397450.000	daN	résistance ultime plastique en compression
Nb,Rd	158968.556	daN	résistance ultime en compression compte tenu du flambement
Mb,Rd	61260.435	daN*m	moment ultime pour le déversement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	64045.000	daN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	57781.282	daN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	64045.000	daN*m	moment ultime
MN,y,Rd	64045.000	daN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	82748.727	daN	résistance ultime en cisaillement
Formules de vérification:			
Contrôle de la résistance de la section:			
UFS[Nc]	0.038		$N,Ed/Nc,Rd$
UFS[My]	0.091		$My,Ed/My,c,Rd$
UFS[Vz,el]	0.147		$Tau,z,max,Ed/(fy/(\sqrt{3}) * gM0)$
Contrôle de la stabilité globale de la barre:			
UFB[Lambda]	0.545		$Max(\text{Lambda},y/\text{Lambda},max ; \text{Lambda},z/\text{Lambda},max)$
UFB[My]	0.803		$My,Ed,max/Mb,Rd$
UFB[NyMyMz]	0.779		$N,Ed/(Xy * N,Rk/gM1) + kyy * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1)$
UFB[NzMyMz]	0.886		$N,Ed/(Xz * N,Rk/gM1) + kzy * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1)$
Taux de travail:			

RAT	0.886		taux de travail
Déplacements (REPERE GLOBAL):			
vx	2.577	cm	déplacement de la barre en X
vxt max(rel)	9.600	cm	déplacement admissible de la barre en X - valeur relative
vx max	9.600	cm	déplacement admissible de la barre en X
Ratio(vx)	0.268		taux de travail
Vérifié			
vy	0.000	cm	déplacement de la barre en Y
vyt max(rel)	9.600	cm	déplacement admissible de la barre en Y - valeur relative
vy max	9.600	cm	déplacement admissible de la barre en Y
Ratio(vy)	0.000		taux de travail
Vérifié			

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE: poteaux
PIECE: 115 Poteau_de_rive **POINT:** 4 **COORDONNEE:** x = 0,00 L = 12,00 m

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 16 1,35G+1,5N 1*1.350+4*1.500

MATERIAU:
 ACIER E28 $f_y = 2750.000 \text{ daN/cm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=0.390 m	gM0=1.100	gM1=1.150	
b=0.300 m	Ay=126.200 cm ²	Az=57.330 cm ²	Ax=158.980 cm ²
tw=0.011 m	Iy=45069.400 cm ⁴	Iz=8563.830 cm ⁴	Ix=189.760 cm ⁴
tf=0.019 m	Wply=2561.800 cm ³	Wplz=872.860 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 14975.267 daN	M _{y,Ed} = -5833.884 daN*m	
N _{c,Rd} = 397450.000 daN	M _{y,Ed,max} = -49222.484 daN*m	
N _{b,Rd} = 158968.556 daN	M _{y,c,Rd} = 64045.000 daN*m	V _{z,Ed} = -8264.495 daN
	M _{N,y,Rd} = 64045.000 daN*m	Tau _{z,max,Ed} = -
212.435 daN/cm ²	M _{b,Rd} = 61260.435 daN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.000$ $M_{cr} = 150174.579 \text{ daN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $X_{LT} = 0.821$
 $L_{cr,low} = 10.500 \text{ m}$ $\lambda_{LT} = 0.685$ $f_{i,LT} = 0.801$ $X_{LT,mod} = 1.000$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 12.000 \text{ m}$ $\lambda_{y} = 0.575$
 $L_{cr,y} = 8.400 \text{ m}$ $X_y = 0.899$
 $L_{amy} = 49.890$ $k_{yy} = 0.915$



en z:

$L_z = 12.000 \text{ m}$ $\lambda_{z} = 1.318$
 $L_{cr,z} = 8.400 \text{ m}$ $X_z = 0.418$
 $L_{amz} = 114.450$ $k_{zy} = 0.986$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.038 < 1.000$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.091 < 1.000$ (6.2.5.(1))
 $\tau_{z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.147 < 1.000$ (6.2.6.(4))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 49.890 < \lambda_{max} = 210.000$ $\lambda_{z} = 114.450 < \lambda_{max} = 210.000$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.803 < 1.000$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.779 < 1.000$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.886 < 1.000$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 2.577 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/125.000 = 9.600 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 5 V2
 $v_y = 0.000 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/125.000 = 9.600 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 1 G

Profil correct !!!

Chapitre VI

Calcul des contreventem- ents

INTRODUCTION :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants ('poutres au vent'), et en façade ('palées de stabilité').

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation comme le montre les figures ci-dessous :

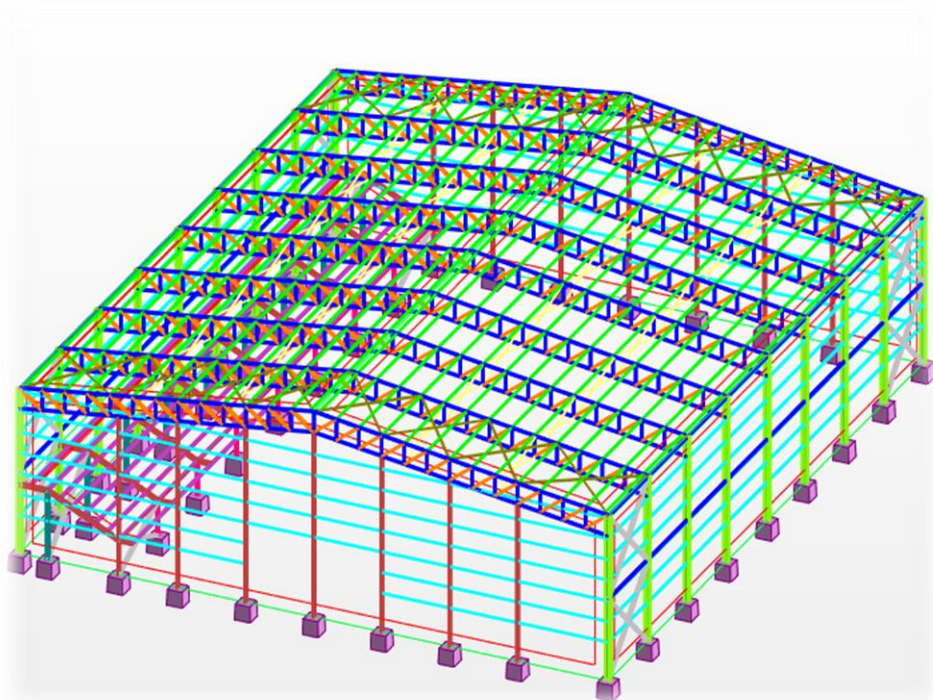


Figure VI.1 : Dispositions des contreventements.

VI.1 Calcul de la poutre au vent en pignon :

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

VI.1.1 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

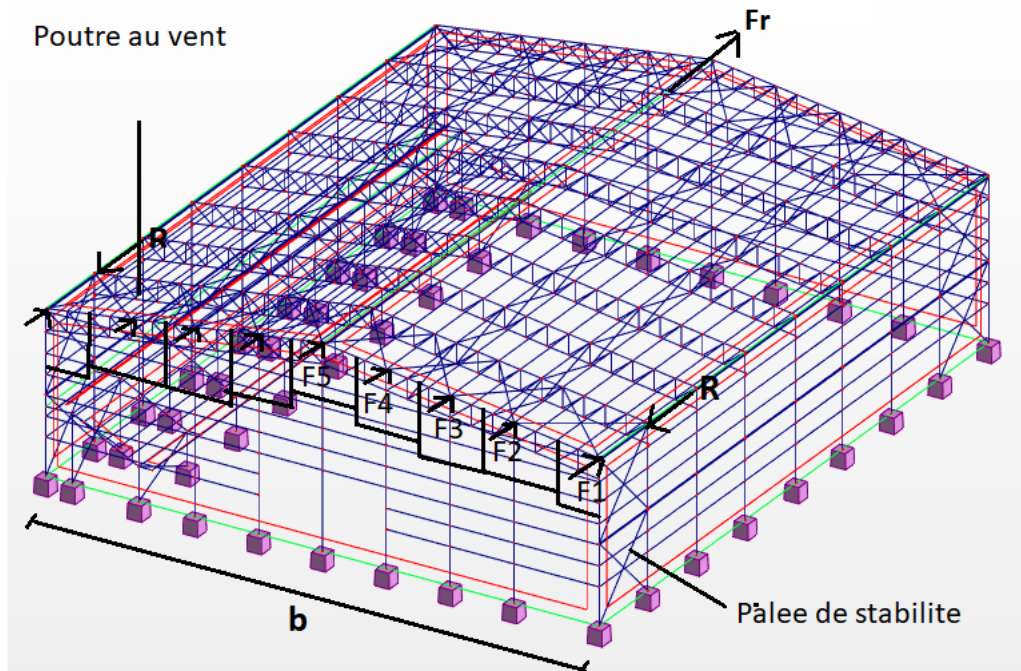


Figure VI.2 : Effort du vent sur les pignons

VI.1.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent

D'après l'étude au vent (chapitre2) :

– La valeur de C_e est donnée ci-dessous



- Le coefficient de réduction

$$C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

- La pression dynamique q_h :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 2.28 = 85.5 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } C_{ex} = 2.28$$

- **La pression du vent**

$$V = ph = C_d \times q_h \times C_r = 1 \times 85,5 \times 1,1 = 93,61 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } C_d = 1$$

On a aussi une force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon) : $F_{fr} = 9090,26$ daN. (Chapitre II)

- **Les hauteurs h :**

$$h_1 = 10,3\text{m} ; h_2 = 11,4\text{m} ; h_3 = 12,06\text{m} ; h_4 = 12,75\text{m} ; h_5 = 13,4\text{m}$$

VI.1.2.1 Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{6,5}{2} \right) + \frac{F_{fr}}{16} = \left(93,61 \times \frac{10,3}{2} \times \frac{6,5}{2} \right) + \frac{9090,26}{16} = 4134,94 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{6,5 + 5}{2} \right) + \frac{F_{fr}}{16} = \left(93,61 \times \frac{11,4}{2} \times \frac{5,75}{2} \right) + \frac{9090,26}{16} = 3537,88 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times 5 \right) + \frac{F_{fr}}{16} = \left(93,61 \times \frac{12,06}{2} \times 5 \right) + \frac{9090,26}{16} = 3390,48 \text{ daN}$$

$$F_4 = \left(V \times \frac{h_4}{2} \times 5 \right) + \frac{F_{fr}}{16} = \left(93,61 \times \frac{12,75}{2} \times 5 \right) + \frac{9090,26}{16} = 3551,96 \text{ daN}$$

$$F_5 = \left(V \times \frac{h_5}{2} \times 5 \right) + \frac{F_{fr}}{16} = \left(93,61 \times \frac{13,4}{2} \times 5 \right) + \frac{9090,26}{16} = 3704,07 \text{ daN}$$

VI.1.2.2 Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

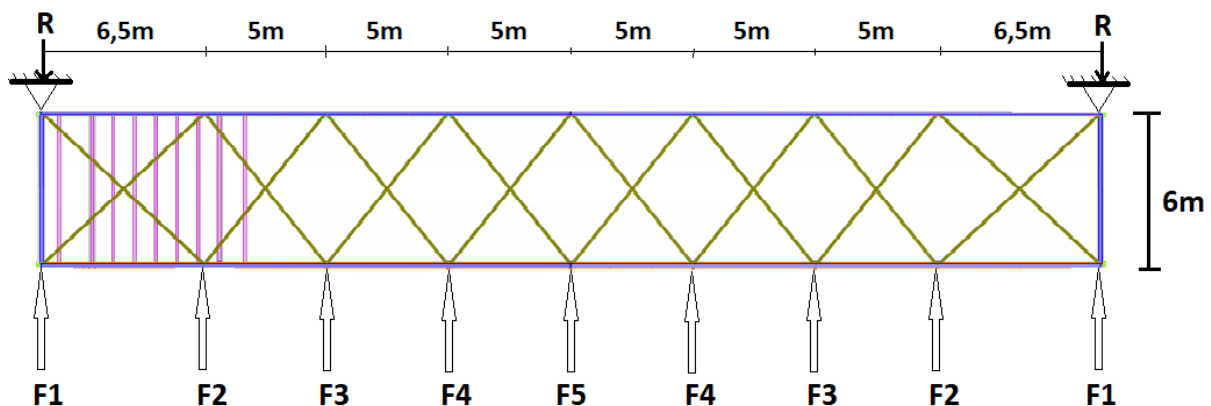


Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

Par la méthode des coupures

On établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné Comme suit :

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3 + F_4) + F_5}{2} = \frac{2(4134,94 + 3537,88 + 3390,48 + 3551,96) + 3704,07}{2}$$

$$R = 16467,29 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{6,5}{6} = 1,33$$

$$\rightarrow \text{Arctg} \theta = 47,29^\circ$$

$$D'où F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{16467,29 - 4134,94}{\cos 47,29} = 18181,58 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 F_d = 27272,38 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 27272,38 \text{ daN}$$

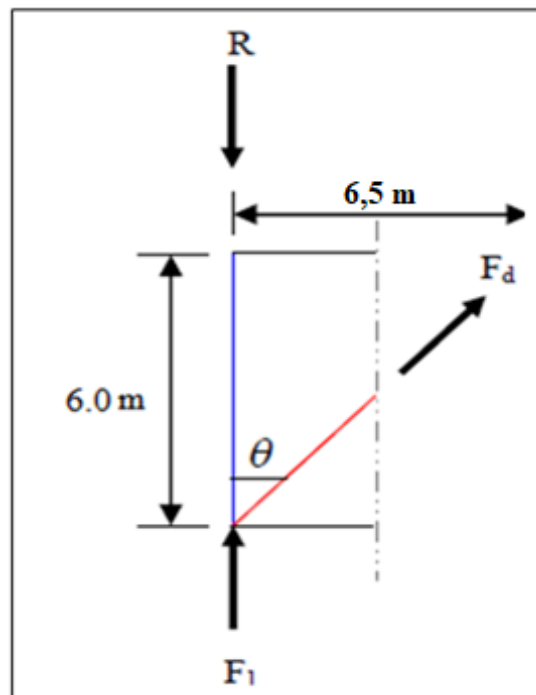


Figure VI.4 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

c) Section de la diagonale

Calcul de la section brute "A" :

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{27272,38 \times 1,1}{2750}$$

$$A \geq 10,91 \text{ cm}^2$$

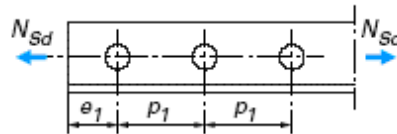
On opte pour une cornière isolée de L 80×80×8 (Profilé conforme à EN 10056-1: 1998) d'une section $A = 12,3 \text{ cm}^2$ avec un boulon de 14 mm et trous de 15 mm.

Section nette :

$$A_{net} = 12,3 - 0,5 \times 1,5 = 11,55 \text{ cm}^2$$

VI.1.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$



$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 11,55 \times 8000}{1,25}$$

$$N_{u,Rd} = 66528 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 27272,38 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 66528 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Une cornière isolée de L80×80×8 avec boulon de 14 mm et trous de 15 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

VI.1.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

Vérification de la section à la résistance :

a) Flexion composée déviée (bi axiale)

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

Avec : $\alpha = 1$ et $\beta = 5n \geq 1$ sinon et $\beta = 1$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{31.4 \times 2750}{1.1} = 78500 \text{ daN}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{173,5 \times 27.50}{1.1} = 4337.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84.85 \times 27.50}{1.1} = 2121.25 \text{ daN.m}$$

- **Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :**

Flexion déviée :(calcul des pannes chapitre III)

$$G = 39.54 \text{ daN/ml}$$

$$N = 50.74 \text{ daN/ml}$$

Compression : (calcul des contreventements)

$$V = F_1 = 4134,94 \text{ daN}$$

Combinaison de charge

$$1.35G + 1.35N + 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 53.38 + 76.11 = 129.49 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 68.59 \times \cos(7.6^\circ) = 128.35 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times (l)^2}{8} = \frac{128.49 \times (6)^2}{8} = 578.20 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 128.35 \times \sin(7.6^\circ) = 16.97 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l)^2}{8} = \frac{16.97 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 19.09 \text{ daN/ml}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 (4134,94) = 5582,17 \text{ daN}$$

$$n = N_{sd} / N_{pl,Rd} = 5582,17 / 78500 = 0,07$$

$$\text{Donc } \beta = 1$$

b) Vérification s'il y a présence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd}; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 5582,17 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 78500 = 19625 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 31.4 - 2 \times 14 \times 0.85 = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 7.6 \times 2750 / 1.1 = 9500 \text{ daN}$$

$$\text{Min} (0.25 N_{pl, Rd} = 19625; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 9500 \text{ daN}) = 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 9500 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5582,17 \text{ daN} \leq 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 9500 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{pl, y, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{pl, z, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

$$\left(\frac{578.20}{2121.25} \right)^1 + \left(\frac{19.09}{4337.5} \right)^1 = 0.27 + 4,4 \times 10^{-3} = 0,27 < 1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.1.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque 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

$$G - 1.5V$$

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) \quad N_{sd} = 1.5V'$$

Avec :

$G = 39.54 \text{ daN/ml}$: Charge permanente

$V = -252,09 \text{ daN/ml}$: Vent de soulèvement (chapitre 2 : calcul des pannes)

$V' = F_1 = 4134,94 \text{ daN}$: Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent).

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes

a) Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{PL,Rd}} \right) + K_{yy} \left(\frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right) + K_{yz} \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

b) Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{b, Rd}} \right) + K_{zy} \left(\frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right) + K_{zz} \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction χ_y, χ_z

- Flambement par rapport à l'axe fort yy

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

- Longueur de flambement :

$L_y = L = 600 \text{ cm}$.

- Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{5.73} = 104.7$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^5}{2750} \right]^{0.5} = 86,77$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (Section de classe 1, 2, 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{89,6}{86,77} = 1,03$$

- **Courbe de flambement**

$$h/b = 133/140 = 0.95 < 1.2$$

Suivant y-y : courbe a $\Rightarrow \alpha = 0.21$

- **Facteur de réduction**

$\chi_y = 0.5892$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z**
- **Longueur de flambement :**

$$L_z = 0.5L = 300\text{cm.}$$

- **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{3.52} = 85.22$$

- **Calcul d'élancement réduit**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^5}{2750} \right]^{0.5} = 86,77$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{85,22}{86,77} = 0,98$$

Suivant z-z : courbe b $\Rightarrow \alpha = 0.34$

- **Facteur de réduction**

$\chi_z = 0.7339$ (tableau du coefficient de flambement de la courbe b)

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

$$\chi_{\min} = \min(0.5892 ; 0.7339)$$

$$\chi_{\min} = 0.5892$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3) et } \lambda_1 = 86,77$$

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

HEA 140 : $i_z = 3.52 \text{ cm}$; $h = 13.3 \text{ cm}$; $t_f = 0.85 \text{ cm}$

$L = 300 \text{ cm}$: longueur libre entre maintien latéraux (présence d'un lierne)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(c_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{300}{3,52}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/3,52}{13,3/0,85} \right)^2 \right]^{0,25}} = 63,80$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{63,8}{86,77} = 0,73 > 0,4 \rightarrow \text{il y'a risque de déversement}$$

Courbe a $\Rightarrow \alpha = 0,21$

$\chi_{LT} = 0,8332 < 1$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

Calcul des coefficients d'interactions kij (Annexe B Eurocoe3)

- **Calcul de coefficient k_y :**

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

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{My} = 1,3$$

Calcul des coefficients k_y :

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y \times (2\beta_{my} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 0,98 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{173,5 - 155,4}{155,4} \right)$$

$$\mu_y = -1,25 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1,25 \times 5582,17}{0,5892 \times 31,4 \times 2750} = 0,86 < 1,5$$

- **Calcul du coefficient k_{LT} :**

- β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 0,98 \times 1,3 - 0,15 = 0,041 < 1,5$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,041 \times 5582,17}{0,8332 \times 31,4 \times 2750}$$

$$k_{LT} = 0,996 \approx 1$$

- **Calcul du coefficient k_z :**

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) = 0,98 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{84,85 - 55,62}{55,62} \right)$$

$$\mu_z = -0,84 < 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0,84 \times 5582,17}{0,7339 \times 31,4 \times 2750} = 1,07 < 1,5$$

- **Vérification au flambement :**

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} \right) + \left(\frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right) + \left(\frac{k_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right) \leq 1$$

$$= \frac{5582,17}{0,5892 \times 78500} + \frac{0,86 \times 578,2}{2121,25} + \frac{1,07 \times 19,09}{4337,5}$$

$$0,15 + 0,21 + 0,004 = 0,36 < 1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,Rd}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}$$

$$\frac{5582,17}{0,7339 \times 78500} + \frac{1 \times 578,2}{0,8332 \times 2121,25} + \frac{1,07 \times 19,09}{4337,5} = 0,43 < 1$$

\Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion

Le profilé choisi HEA140 est adéquat comme panne de toiture.

VI.2 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 la poutre au vent.

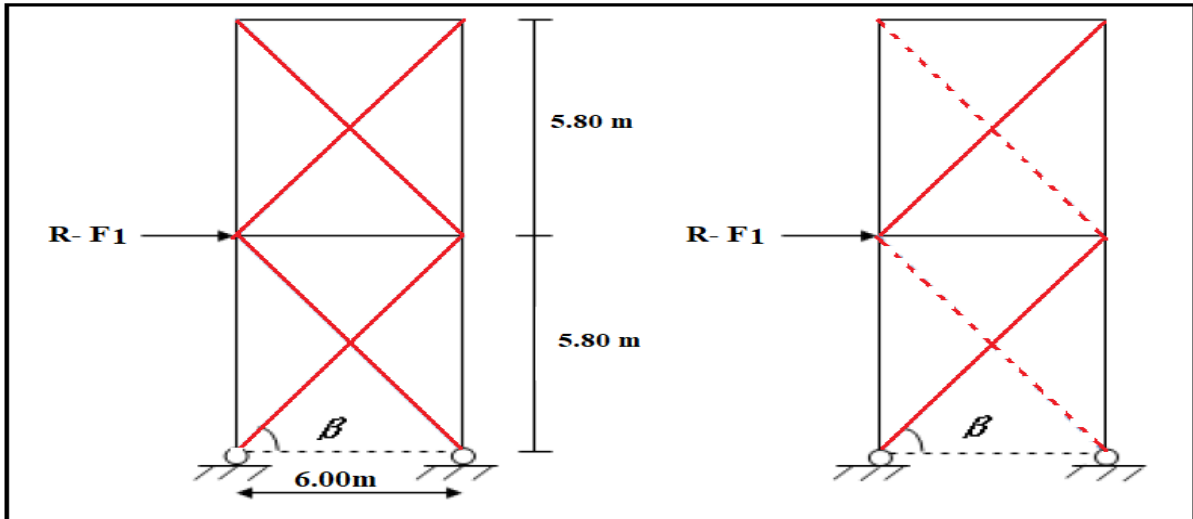


Figure VI.5 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Par la méthode des coupures

VI.2.1 Effort de traction dans la diagonale tendue

$$N \cdot \cos \beta = R - F_1$$

Avec : $R = 16467,29 \text{ daN}$

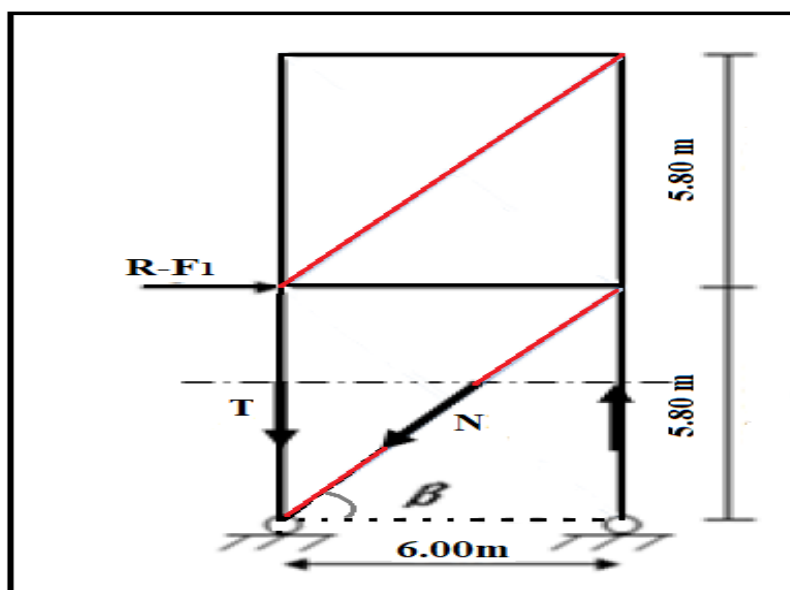


Figure VI.6 : Effort de traction dans la diagonale tendue

$$\tan \beta = \frac{5.8}{6} = 0.96 \Rightarrow \text{Arctg } \beta = 44.03^\circ$$

$$D'où : N = \frac{R - F1}{\cos \beta} = \frac{16467,29 - 4134,94}{\cos 44,03} = 17152,66 \text{ daN}$$

$$N = 17152,66 \text{ daN}$$

VI.2.2 Section de la diagonale Calcul de la section brute A

$$N_{sd} = 1.5 \times N$$

$$N_{sd} = 25729 \text{ daN}$$

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{25729 \times 1.1}{2750} = 10,29 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 10,29 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 80×80×8 avec un boulon de 14 mm et trous de 15 mm

$$\text{Soit } L80 \times 80 \times 8 \text{ (} A = 12,3 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Section nette : } A_{\text{nette}} = 12,3 - (0,8 \times 1,5) = 11,1 \text{ cm}^2$$

VI.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{u,Rd} = 71040 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 25729 \text{ daN} < N_{u;Rd} = 71040 \text{ daN}$$

Une cornière isolée de L80×80×8 avec boulon de 14 mm et trous de 15 mm convient pour les barres de contreventement de la Palée de stabilité.

Conclusion

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions de la nature, dans l'autre sens la stabilité est assurée par le portique auto stable ductile qu'on étudiera dans le chapitre suivant.

Chapitre VII :

Etude sismique

Introduction :

Le Séisme est une secousse plus ou moins violente, imprimée au sol et se produit toujours à une certaine profondeur à partir de son épicentre. Il n'est dangereux pour les humains qu'à travers ses effets destructifs sur les constructions.

Afin d'éviter tout risque de ruine qui pourra surgir lors d'un éventuel séisme nous avons jugé utile de mener une étude sismique dont l'effet peut-être défavorable en comparaison avec l'effet climatique.

De ce faite nous allons consacrer ce chapitre au calcul de l'effort sismique maximal qui menacera notre structure lors d'un séisme. Dans ce contexte nous allons calculer les efforts tranchants dus au séisme.

Les efforts tranchants trouvés seront combinés avec les surcharges d'exploitation et les charges permanentes. Nous utiliserons les résultats pour le dimensionnement de l'ossature principale de notre structure.

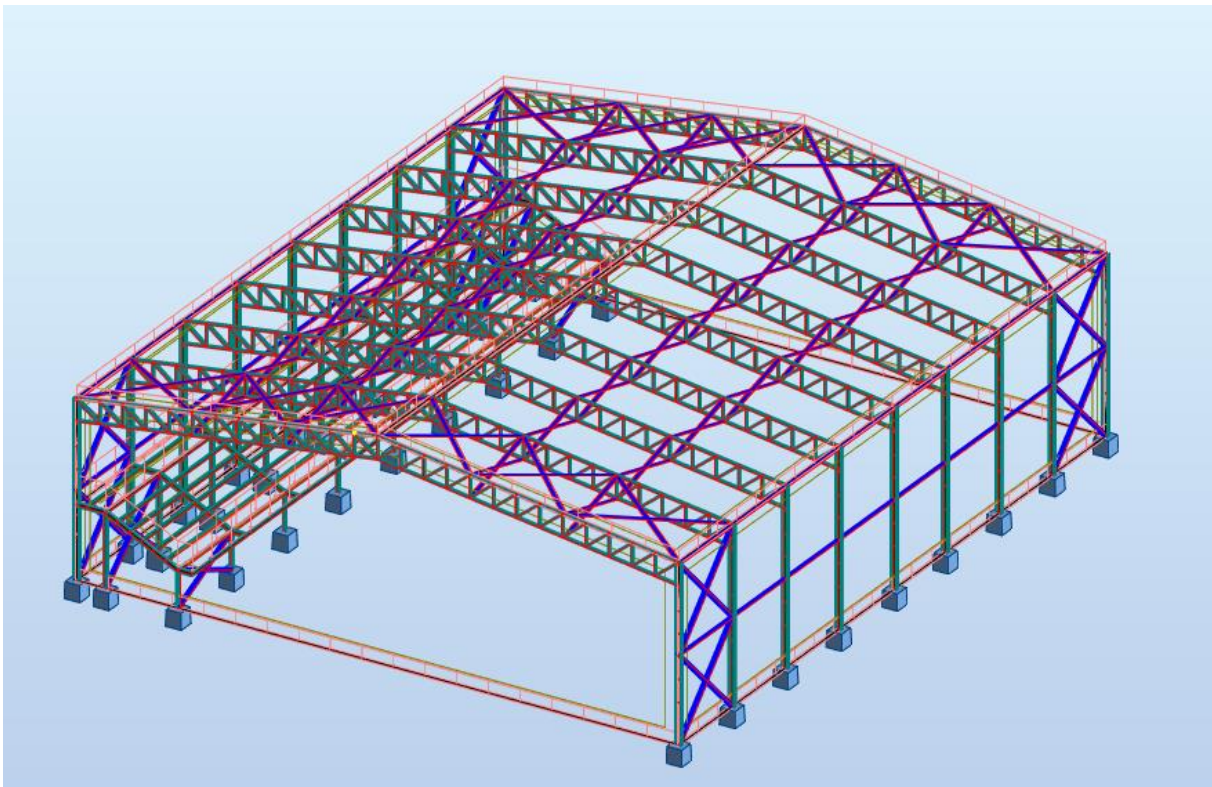


Figure VII.1 : Disposition des contreventements de l'ouvrage

VII.1 Classification :

- Classification de la zone sismique (situation géographique) : notre ouvrage est situé à Boghni (wilaya de Tizi Ouzou) dont la zone est **II_a** ; zone à sismicité moyenne.

(RPA99/2003 annexe p 118)

- Classification selon leur importance : c'est un bâtiment de grande importance **Groupe I_B**
(RPA99/2003 p 25).

- Classification de site : S3 (site meuble)
- Classification solen le contreventent : la structure est contreventée par des palées en x dans le sens longitudinal et par des portiques auto-stable dans le sens transversal. (RPA99/2003 p 31).

Le règlement **RPA 99 (version 2003)** propose trois méthodes différentes de calcul :

VII.2 Méthodes de calcul :

A)- Méthode statique équivalente.

B)-Méthodes dynamiques.

:01- Méthode d'analyse modale spectrale.

:02-Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

VII.2.1 Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III .
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

: groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

: groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

: groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

: groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

: groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

VII.2.2 Méthodes dynamiques :

B) :01- Méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

B) :02-Méthode d'analyse dynamique par accélérographes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- Pour notre cas on opte pour la : Méthode d'analyse spectrale.

VII.2.2.1 Principe de la méthode :

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

VII.2.2.2 Analyse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- Les deux premiers modes doivent vérifier la translation selon les deux axe orthogonale (x, y), et la torsion pour le troisième mode.

VII.2.2.3 Conditions RPA exigés.

II-01 : Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (Art 4.13 du RPA99/2003)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone (Art 4.1 du RPA99/2003) :
A = 0,20
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Art 4.3 du RPA99/2003) :
ξ = 4 (Acier léger)

- η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{(7/2 + \xi)} \geq 0,7 \text{ (Art 4.3 du RPA99/2003) ;}$$

$$\eta = \sqrt{(7/2 + 4)}$$

$$\eta = \mathbf{1.08}$$

- R : Coefficient de comportement de la structure (Art 4.3 du RPA99/2003) :

$$\mathbf{R = 4}$$
 (Ossature poteaux poutres auto-stable)

- Q : Facteur de qualité (Art 4.4 du RPA99/2003) :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1.15$$

$$\mathbf{Q=1.15}$$

Tableau VII.1 : Valeur du coefficient de qualité

Critère q	P_q	
	Observé	N/Observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
Redondance en plan	0	
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10
		$\sum P_q = 0,15$

$$Q = 1 + (0,05 + 0,10)$$

$$Q = 1,15$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Art 4.13 du RPA99/2003).

Site meuble S_3 :

$$T_1=0.15$$

$$T_2=0.50$$

VII.2.3 Calcul du poids de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i des différents niveaux.

$$W = \sum W_i = \sum (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuels.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature de l'ouvrage donné par le tableau

4.5 Du RPA 99 V2003.

Avec : $\beta = 0.3$ (salle de sport).

Tableau VII.2 : Poids total des éléments de la structure (Sans bardage et accessoires de pose)

Total par section						
Type	Nombres	Longueur [m]	Poids unitaire [kg/m]	Poids pièces [kg]	Poids total [Kg]	Surface peinture [m ²]
2 UPN 120	234	479,7	26,7	12807,82	12808	411,58
2 UPN 180	24	192,52	43,82	8436	8436	231,79
CAE 60x6	64	396,16	5,43	2149,69	2150	92,31
CAE 80x8	24	221,64	9,64	2135,6	2136	68,93
HEA 140	293	1285,86	24,67	31726,8	31727	1020,97
HEA 220	7	17,5	50,53	884,19	884	21,96
HEA 260	9	45	68,18	3068,02	3068	66,78
HEA 400	18	216	124,84	26966,38	26966	412,99
IPE 140	224	1344	12,9	17340,57	17341	740,54
IPE 220	72	432	26,2	11320,52	11321	366,34
IPE 300	41	249,07	42,26	10524,73	10525	288,92
UPN 140	218	1235,2	16,02	19787,64	19788	601,54
Totaux nets :					147148	4324,66

➤ **Poids total du bardage :**

Surface total de bardage : 4287,15 m²

Poids de panneaux sandwich = 12daN/m²

4287,15 X 12 = **51445,8 kg**

➤ **Poids total d'accessoires de pose :**

Poids d'accessoires est estimé à 5 daN/m²

4287,15 X 5 = **21435,75 kg**

➤ **Poids ajoute aux gradins :**

Poids de tous les accessoires posés sur les gradins égal à 62 daN/m²

Surface des gradins : 412,33 m²

$$412,33 \times 62 = 25564,46 \text{ kg}$$

➤ **Poids la structure :**

$$W_{Gi} = 147148 + 51445,8 + 21435,75 + 25564,46 = 245594,01 \text{ kg}$$

➤ **Poids dû à la charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation pour les gradins = 600 daN/m²

$$W_{Qi} = 600 \times 412,33 = 247398 \text{ kg}$$

➤ **Poids total de structure :**

$$W = \sum W_i = \sum (245594,01 + 0,3 \times 247398)$$

$$W = 319813,41 \text{ kg}$$

Note :

*Le calcul du spectre de réponse a été fait par le logiciel de calcul **Robot structure analyse RSA***

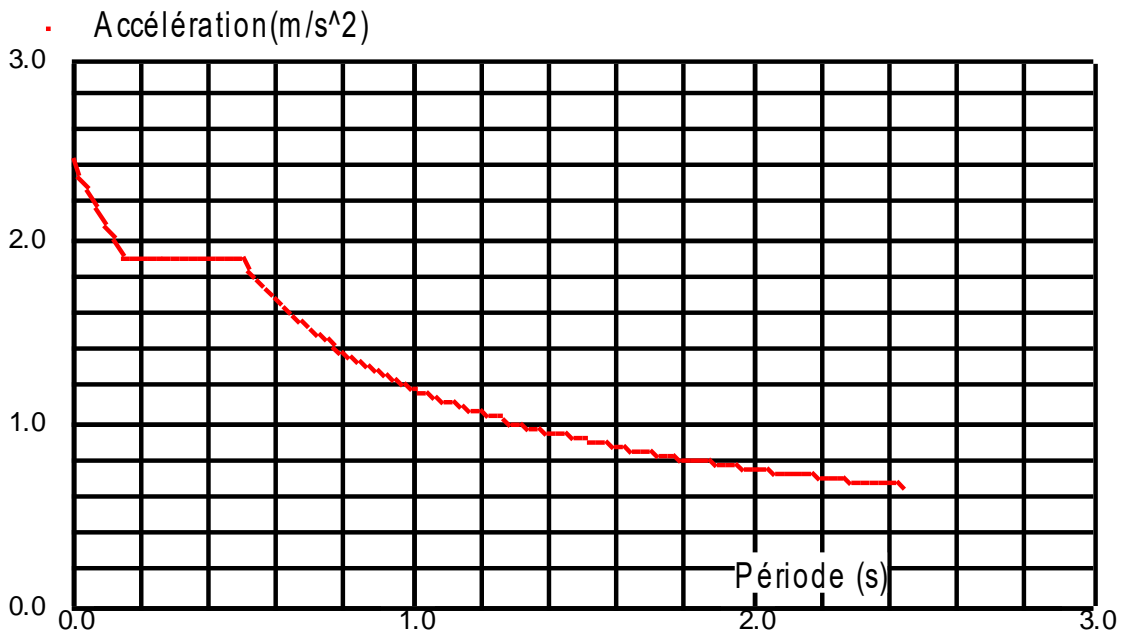
Note de calcul : spectre de réponse

Cas 3 : **Modale**
Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Méthode	:	Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	:	Concentrée sans rotations
Nombre de modes	:	247
Nombre d'itérations	:	40
Tolérance	:	1.00000e-04
Amortissement	:	0.040
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

Cas 4 : **Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X**
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)



Remarque

Pour notre cas on a considéré chaque pièce avec son poids propre dans les calculs, et on a ajouté le poids propre de bardage, accessoires de pose, lisses et pannes, ce que nous à donnes 247 modes, en appliquant les canditions de (RPA99/V2003) pour les modes à retenir dans les calculs (titre VII.5) on aura 12 modes.

Tableau VII.3 : Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Valeur propre	Pulsation [1/sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/2	1,09	0,92	46,94	6,85	0	8,19	02	8,31
3/6	1,54	0,65	93,73	9,68	11,1	0,88	11,1	9,64
3/9	1,62	0,62	104,21	10,21	6,53	0,93	19,27	14,54
3/11	1,77	0,57	123,24	11,1	11,15	0	30,42	15,67
3/12	1,77	0,56	123,69	11,12	8,8	0	39,23	15,67
3/13	1,81	0,55	129,82	11,39	6,92	0,64	46,15	16,3
3/16	1,88	0,53	139,3	11,8	6,1	0	52,44	16,99
3/17	1,93	0,52	147,62	12,15	8,07	0	60,51	16,99
3/22	2,24	0,45	197,4	14,05	5,59	0,33	66,18	23,25
3/32	2,46	0,41	238,1	15,43	0,03	9,84	75,49	38,75
3/56	3,74	0,27	552,04	23,5	0	11,55	75,5	57,81
3/73	5,24	0,19	1085,58	32,95	5,96	0	85,77	58,59

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90% suivant les deux directions, donc les 257 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Tableau VII.4 : Cas où le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90%

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses cumulées UX [%]	Masses cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Valeur propre	Pulsation [1/sec]
MAX	15,20	0,98	98,07	90,48	11,15	11,55	9116,83	95,48
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	247	1	247	247	11	56	247	247

Du tableau précédent on constate que les modes les plus prépondérants sont :

- Le mode 11 suivant l'axe X-X avec un taux de participation supérieur à 11,15%
- Le mode 56 suivant l'axe Y-Y avec un taux de participation supérieur à 11,55%

VII.2.4 Les réponses modales de la structure :

- **Déformation modale :** La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

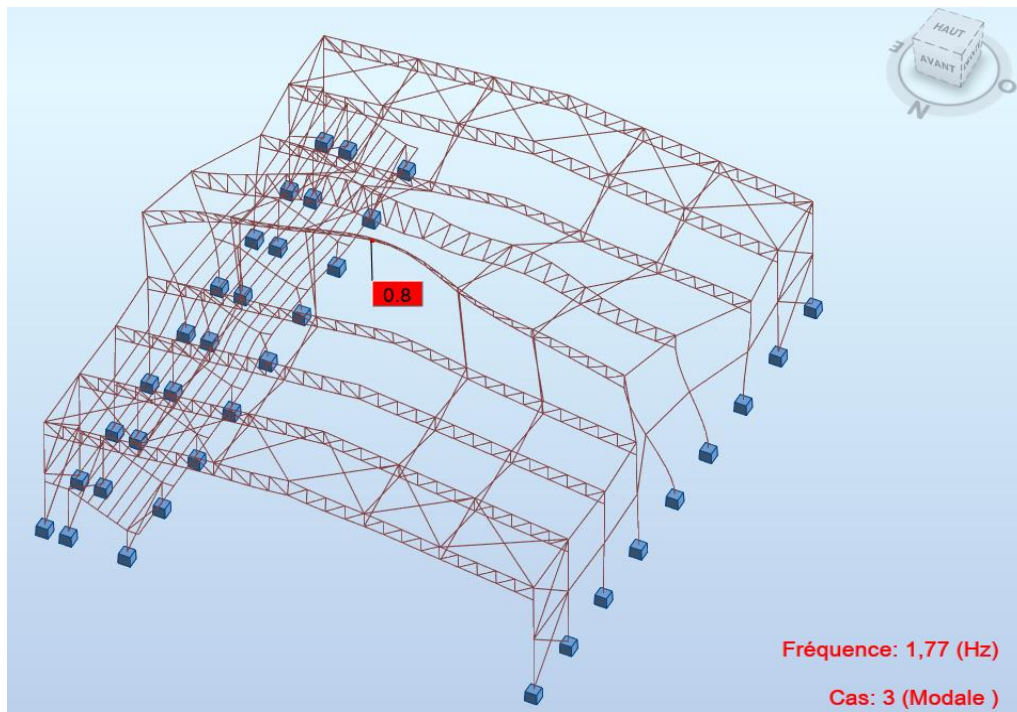


Figure VII.2 : Mode 11 : Translation suivant X-X, période $T = 0,57s$
(Transversalement)

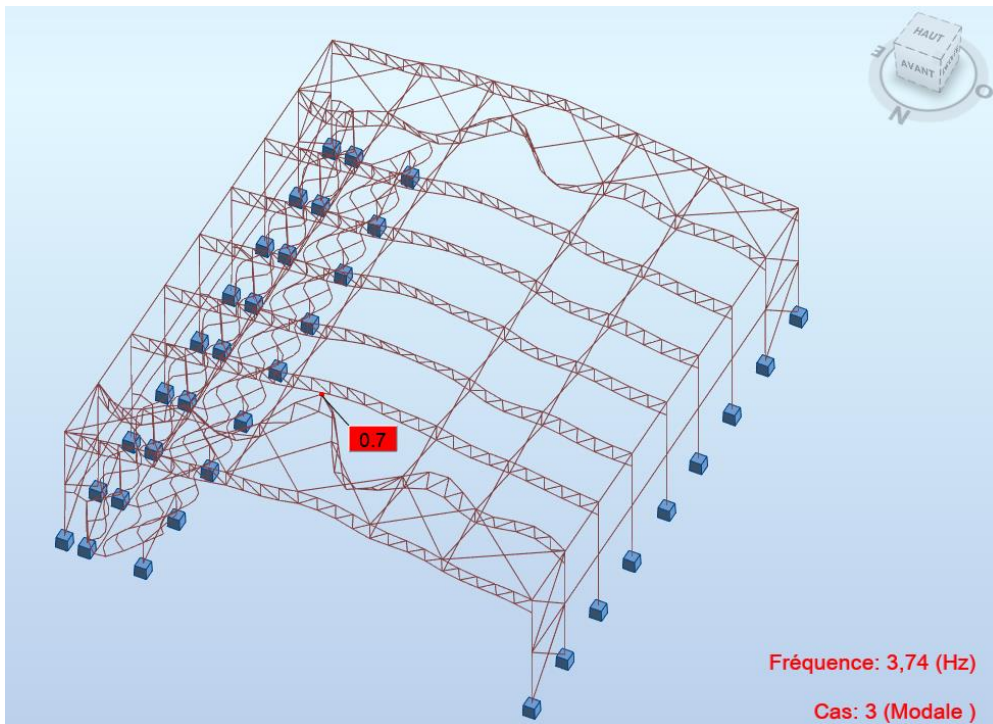


Figure VII.3 : Mode 56 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,27$ s (Longitudinalement)

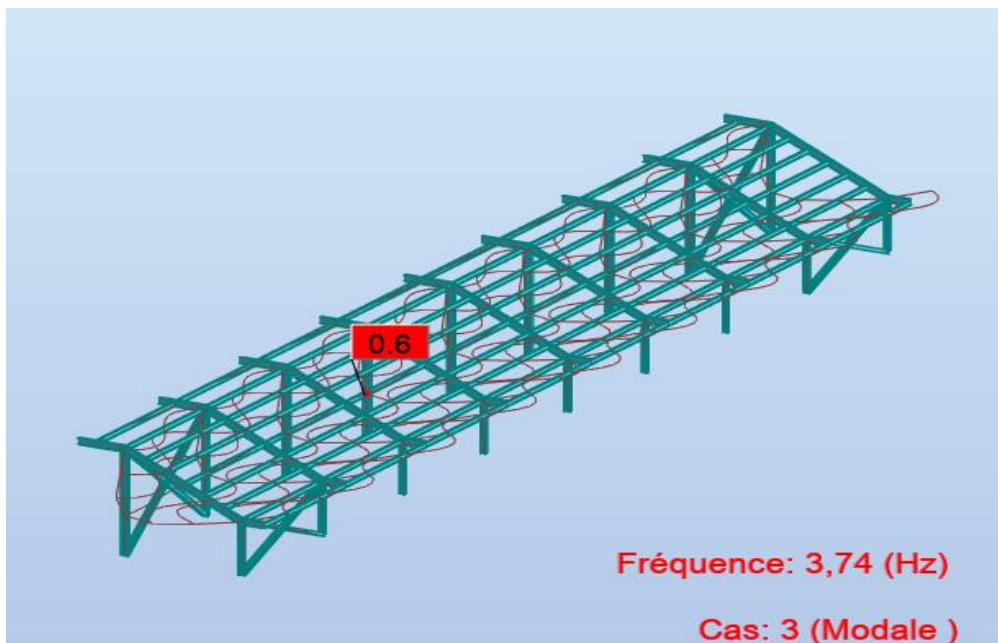


Figure VII.4 : Mode 56 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,27$ s (gradins)

VII.2.5 Calcul de la force sismique totale :

D'après l'article 4.2.3 de RPA99 version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- ✓ V : Effort tranchant à la base du bâtiment.
- ✓ A : coefficient d'accélération des zones. ($A=0,20$)
- ✓ D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- ✓ Q : facteur de qualité. ($Q=1,15$)
- ✓ R : coefficient de comportement global de la structure. ($R=4$)
- ✓ W : poids de la structure. ($W=319813,41$ kg)

V.2.5.1 Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{sec} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{sec} \end{cases} \quad \text{Tableau .4.2 page 38 RPA99}$$

Avec :

- ✓ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site
- S_3 : Site meuble d'après le tableau 4-7 $\longrightarrow T_2 = 0.5$ (s)
- ✓ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{formule 4.3 page 38 RPA99V2003}$$

Avec :

- ✓ ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2) page 38.

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger $\longrightarrow \xi = 4\%$

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1.08 \geq 0.7$$

Calcul de la période fondamentale à l'aide des formules empirique :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t \times h^{3/4}$$

Avec :

- h: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). h = 14,9m.
- C_t : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage. Donné par le tableau (4.6).

On a Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie : $C_t = 0.085$

$$\text{Donc : } T = 0.085 \times 14,9^{3/4} \longrightarrow T = \mathbf{0.65s}$$

V.2.5.2 Calcul de la période T_2 :

T_2 est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7

On a un sol de catégorie de 3 (S_3)

$$\longrightarrow T_2 = 0.5(s)$$

$$T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \longrightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D = \mathbf{2.27}$$

V.2.5.3 La force sismique à la base de la structure est :

- Sens transversal

$$V_X = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.27 \times 1.15}{4} \times 319813,41 = 31307,73 \text{ daN}$$

Donc l'effort sismique global agissant à la base $V_X = \mathbf{31307,73 \text{ daN}}$

- Sens longitudinal

$$V_Y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.15}{4} \times 319813,41 = 31307,73 \text{ daN}$$

Donc l'effort sismique global agissant à la base $V_Y = \mathbf{31307,73 \text{ daN}}$

VII.2.6 Analyse des résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

VII.2.6.1 Les combinaisons de calcul :

Tableau VII.5 : Combinaisons de charges utilisées

Combinaison	Nom	Type de la combinaison	Nature du cas	Définition
4 (C)	1,35G+1,5Q	ELU	Structurale	1*1.35+2*1.5
5 (C)	G+Q	ELS	Structurale	(1+2)*1.00
8 (C) (CQC)	G+Q+1,2EX	ACC	sismique	(1+2)*1.00+4*1.20
9 (C) (CQC)	G+Q+1,2EY	ACC	sismique	(1+2)*1.00+5*1.20
10 (C) (CQC)	0,8G+EX	ACC	sismique	1*0.80+4*1.00
11 (C) (CQC)	0,8G+EY	ACC	sismique	1*0.80+5*1.00
12 (C) (CQC)	0,8G-EX	ACC	sismique	1*0.80+4*-1.00
13 (C) (CQC)	0,8G-EY	ACC	sismique	1*0.80+5*-1.00

Tableau VII.6 : Réaction d'appuis à la base

	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX[daN/m ²]	MY [daN/m ²]	MZ [daN/m ²]
Cas 8 (C) (CQC)	G+Q+1,2EX					
Somme totale	41523,69	4221,43	551790,75	272,75	117054,25	14,71
Somme réactions	29744,39	1765,33	494592,85	11874678	-4797182,8	767989,69
Somme efforts	29745,94	1758,21	-473721,49	-11369127	5531934,69	768257,74
Vérification	59490,33	3523,54	20871,36	505550,61	734751,92	1536247,43
Précision	3,77E-01	6,10E+01				
Cas 9 (C) (CQC)	G+Q+1,2EY					
Somme totale	9098,89	28525,86	567219,89	4229,38	-546,36	120,86
Somme réactions	1758,55	20708,6	485214,77	11832820,1	-5136864,9	406369,35
Somme efforts	1758,21	20703,9	-483172,03	-11411359	5191825,83	406230,83
Vérification	3516,76	41412,5	2042,75	421460,9	54960,97	812600,18
Précision	3,77E-01	6,10E+01				

VII.2.6.5 Les déformations :

- Pour les gradins :

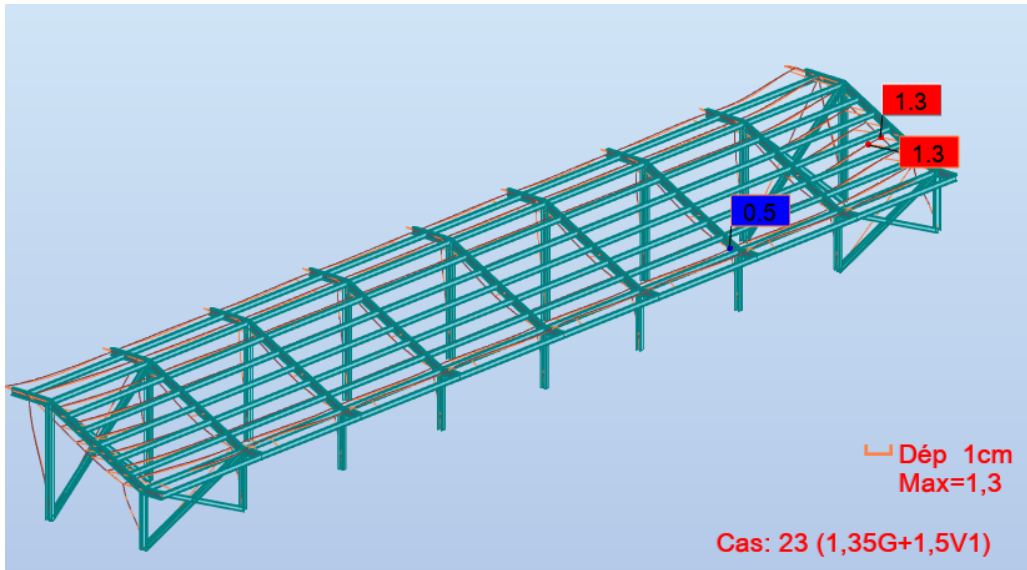


Figure VII.5 : Les déformations dues à la combinaison 1,35G+1,5V1

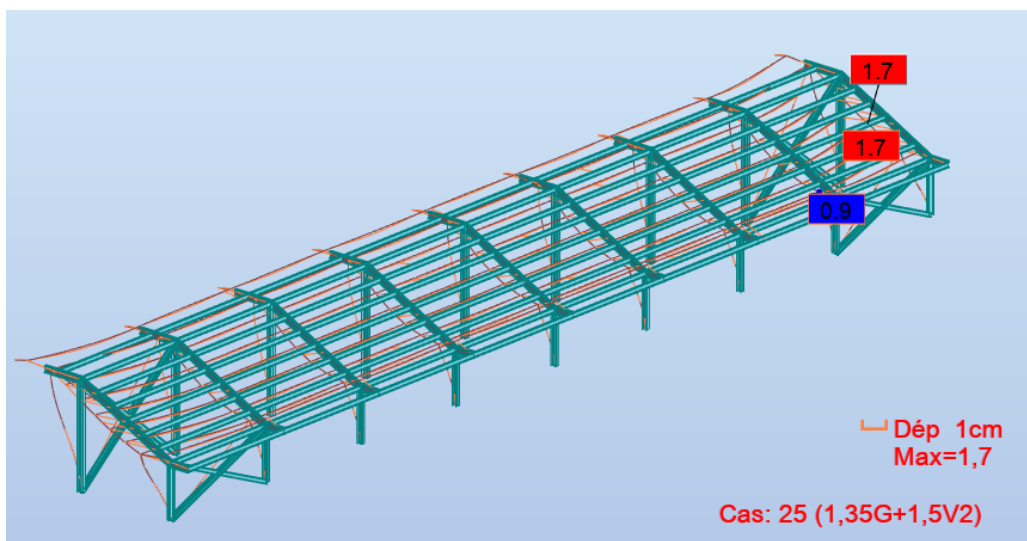


Figure VII.6 : Les déformations dues à la combinaison 1,35G+1,5V2

- Pour la structure entière :

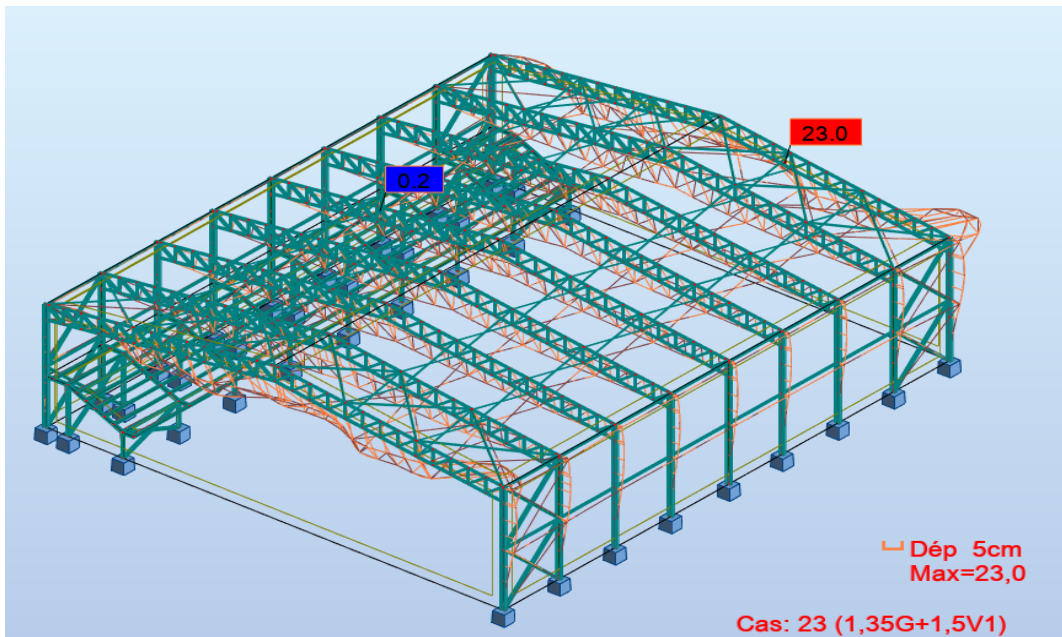


Figure VII.7 : Les déformations dues à la combinaison 1,35G+1,5V1

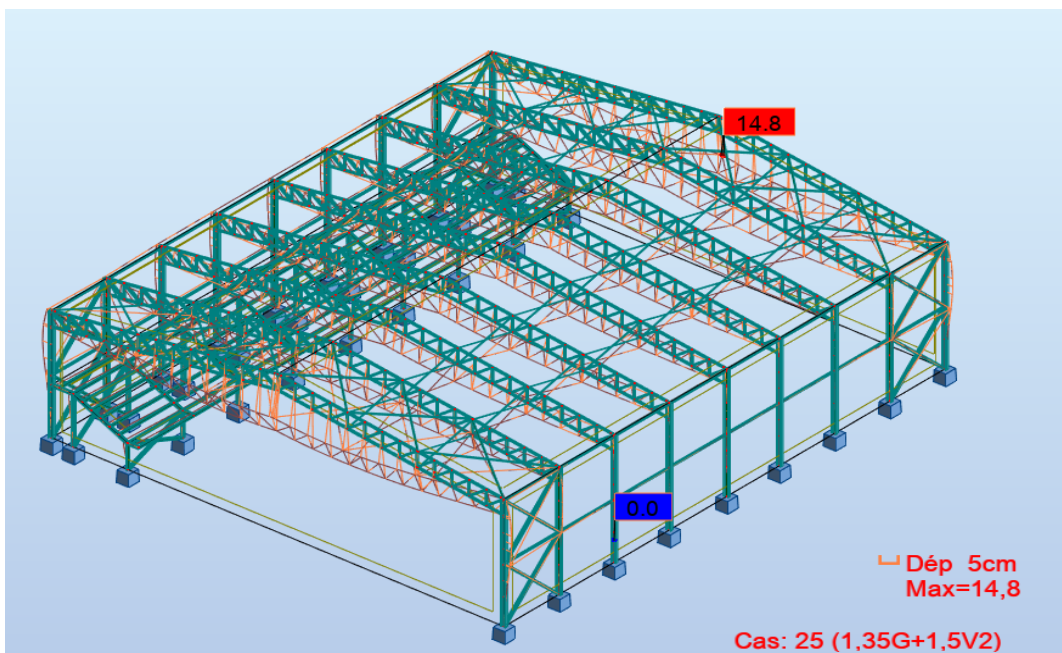


Figure VII.8 : les déformations due à la combinaison 1,35G+1,5V2

Conclusion :

Les déformations présentes dans la figure VII.2 nécessitent l'ajout d'une poutre au vent longitudinale (Ciseaux) au niveau de la jonction des versants de toiture afin de garantir la sécurité de la structure.

En comparant les déplacements nodaux engendrés par la combinaison due au vent et celle du séisme ; on constate que la charge sismique est légèrement supérieure à celle du vent.

Chapitre VIII :

Calcul des assemblages

INTRODUCTION

Les structures en acier sont construites en reliant correctement les sections standard disponibles. Les assemblages constituent une partie importante de la structure en acier et sont conçus de manière plus conventionnelle que les éléments individuels. Il existe un écart entre le comportement réel et l'analyse de la structure en acier, c'est pourquoi les connexions sont complexes à analyser et à concevoir. Lorsqu'un élément de structure cède en cas de surcharge, il est courant de privilégier l'élément individuel plutôt que les connexions, ce qui affecte de nombreux éléments de structure. Le coût de l'acier de construction comprend une grande partie des connexions et c'est la raison pour laquelle une importance primordiale doit être accordée à la conception des connexions pour la sécurité et l'économie de la structure.

Les assemblages sont généralement prévus dans les cas suivants :

- Lorsqu'il est nécessaire de répondre à une charge importante et à une longue portée, il faut prévoir des sections construites. Dans ce cas, ces sections doivent être connectées ensemble pour obtenir une bonne section.
- Dans le cas d'une portée plus longue, la longueur de la section standard doit être connectée à une autre section. Dans ce cas, pour connecter les sections multiples, il est important de concevoir correctement les connexions.

Les différents éléments doivent être connectés à l'extrémité (par exemple, les poutres secondaires doivent être connectées aux poutres primaires, aux colonnes, aux semelles, etc.)

La classification des connexions fournies dans la structure en acier est la suivante :

- Connexions rivetées



- Assemblages boulonnés



- Assemblages soudés



- Assemblages goupillés



VIII.1 bases des poteaux :

Calcul des

VIII.1.1 Définition :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

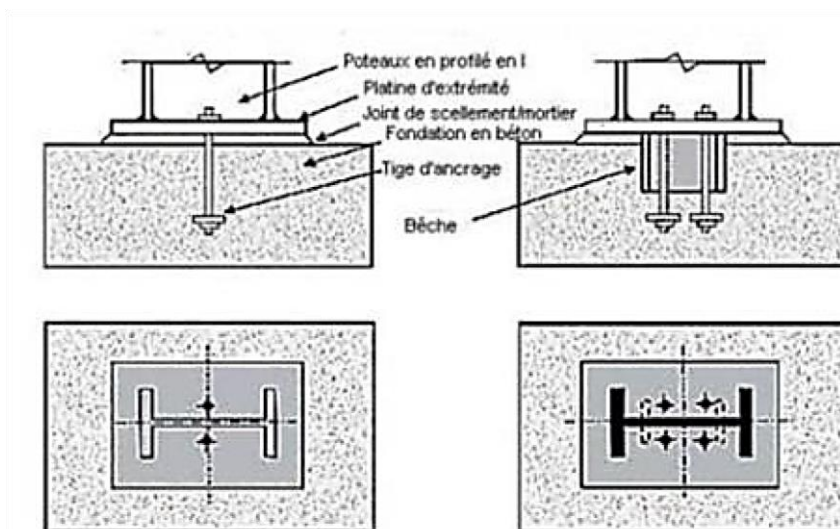


Figure VIII.1 : Base des poteaux

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations ; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré, si le sol présente des caractéristiques fiables.

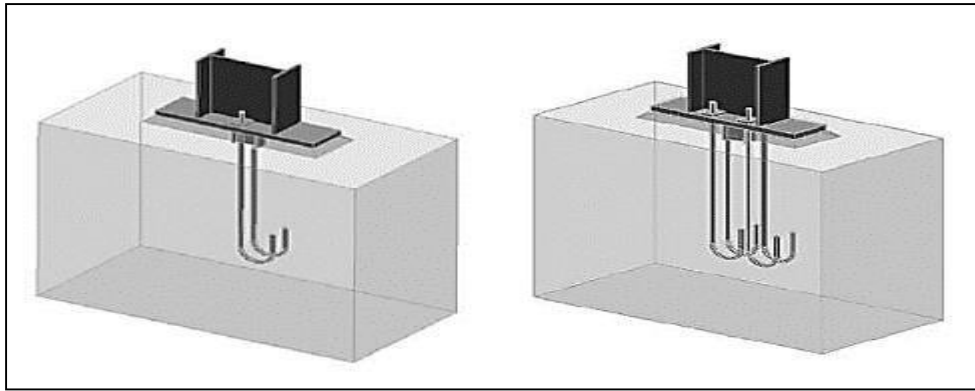


Figure VIII.2 : pied de poteau articulé.

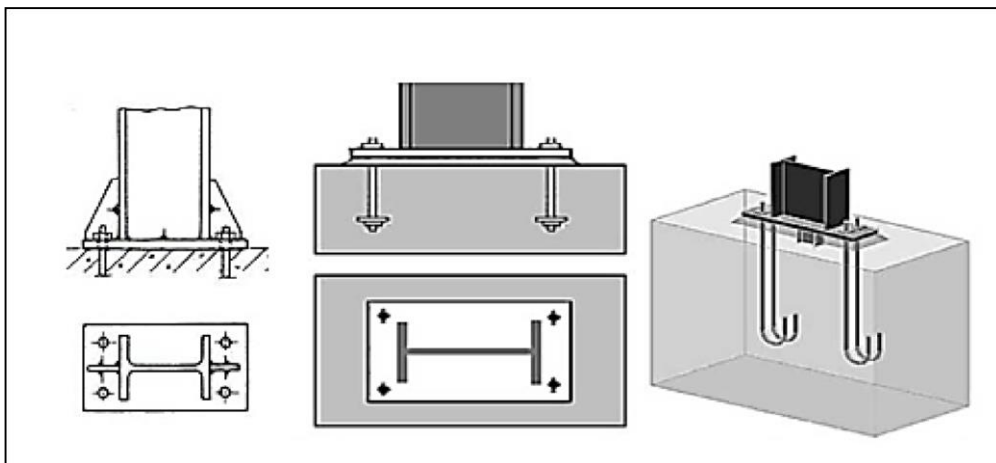


Figure VIII.3 : Pieds de poteaux encastrés

Dans notre structure on a les poteaux en **HEA 400**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression $N_{sd} = 149,75 \text{ KN} \downarrow$
- Effort tranchant $V_{z,sd} = 82,64 \text{ KN}$
- Effort de soulèvement $N_{sd} = 53,95 \text{ KN} \uparrow$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z,sd} = 107,95 \text{ KN}$

VIII.1.2 Données de base :

- Plaque d'assise en acier de nuance S275 : $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

- Fondation en béton de classe 25/30 : $f_{ck}=25\text{N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier : $\gamma_{M0}=1.1$: $\gamma_{M2}=1.25$

Béton : $\gamma_c=1.15$

VIII.1.3 Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

La valeur de a_{cc} est de données dans l'annexe nationale.

Sa valeur recommandée est de : $a_{cc} = 1$

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 \quad f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VIII.1.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

La valeur de coefficient du matériau de scellement est de $2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre $(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1.5$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VIII.1.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise :

Une estimation de l'air requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left(\frac{NSd}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{390 \times 300} \left(\frac{149752}{16.7} \right)^2 = 687,26 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{NSd}{f_{cd}} = \frac{149752}{16.7} = 8967,18 \text{ mm}^2, \text{ qui est le plus grand}$$

VIII.1.5.1 Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour : $A_{c0} = 8967,18 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 390 \times 300 = 111150 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 8967,18 \text{ mm}^2 < 111150 \text{ mm}^2$ Une plaque projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies

Comme suit :

$$b_p = 400 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 300 + 2 \times 19 = 338 \text{ mm}$$

$$h_p = 440 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 390 + 2 \times 19 = 428 \text{ mm}$$

Ce qui donne $A_{c0} = 400 \times 440 = 167000 \text{ mm}^2 > 8967,18 \text{ mm}^2$

VIII.1.5.2 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la Largeur d'appuis additionnelle c :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4ac}}{2a}$$

Où : $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_w + h_c) ; \quad B = -(300 - 11 + 390) = -679 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0,5 N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc} \times t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0,5 \times h_c \times t_{wc} - t_{fc} \times t_{wc})$$

$$C = \frac{0,5 \times 149752}{16,7} - (2 \times 300 \times 19 + 4(19)^2 - 0,5 \times 390 \times 11 - 19 \times 11)$$

$$C = -6006,4 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{679 - \sqrt{679^2 - 4 \times 2 \times (-6006,4)}}{2 \times 2} = -8,63 \text{ mm}$$

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle.

Pour le calcul de la largeur additionnelle C dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante :

- **Calcul de la largeur d'appuis additionnelle C :**

En posant : $t = 30 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$C = t \cdot \left(\frac{fy}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 30 \left(\frac{275}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right)^{0,5} = 67 \text{ mm}$$

$$C = 67 \text{ mm} < \frac{(h - 2tf)}{2} = \frac{(390 - 2 \times 19)}{2} = 176 \text{ mm}$$

$C = 67 \text{ mm} < 176 \text{ mm}$ Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression

Pour les tronçons des deux semelles

Remarque : Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égale à 20 mm.

Donc $\beta_c = 20 \text{ mm} < C = 42 \text{ mm} \rightarrow$ la plaque d'assise est de projection courte

- **Calcul de la section efficace A_{eff} :**

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(b_{cf} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2C - 2t_{fc})(2C + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2(300 + 2 \times 20)(67 + 20 + 19) + (390 - 2 \times 67 - 2 \times 19)(2 \times 67 + 11)$$

$$A_{\text{eff}} = 103690 \text{ mm}^2$$

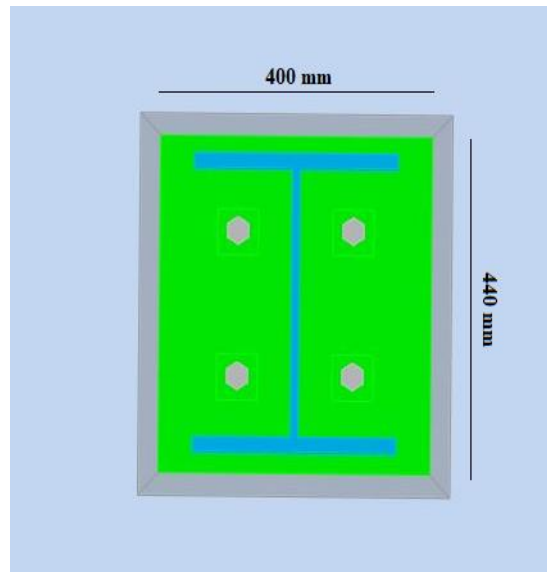


Figure VII.4 : Dimensions de la plaque d'assise

- Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

$$N_{sd} \leq N_{rd} \quad \text{Avec: } N_{rd} = A_{\text{eff}} \times f_{jd}$$

$$N_{rd} = 103690 \times 16.7 \times 10^{-3} = 1731,62 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 149,75 \text{ KN} < N_{rd} = 1731,62 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.1.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant

- Calcul du moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \cdot \gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{30^2 \times 275}{6 \times 1.1} = 37500 \text{ N.mm}$$

$$M_{Rd} = 37,5 \text{ KN.mm}$$

- Calcul du moment de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{\text{eff}}} = \frac{\left(\frac{67^2}{2}\right) \times 149,75}{103690} = 3,24 \text{ KN.mm}$$

$$M_{sd} = 3,24 \text{ KN.mm} < M_{Rd} = 37,5 \text{ KN.mm}$$

VIII.1.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Avec :

$$F_{vRd} = F_{f,Rd} = C_{fd} \times N_{sd} = 0,2 \times 149,75 = 29,95 \text{ KN}$$

N_{sd} : est l'effort de calcul de compression du poteau.

C_{fd} : Coefficient de frottement entre la plaque d'assise et couche de scellement. Une valeur de 0.2 et spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable

$$V_{sd} = 82,64 \text{ KN} > F_{v,Rd} = 29,95 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Remarque :

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'encrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

VIII.1.6 Les tiges d'ancrage :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

VIII.1.6.1 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :

L'EN 1993-1-8 §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd}$$

$F_{f,Rd}$: Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{sd} dans le poteau.

$$F_{f,Rd} = 0,2 \times N_{sd}$$

$F_{vb,Rd}$: Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vb,Rd} = \frac{a_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$a_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} \quad \text{et} \quad 275 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

n_b : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'encrage à celle par frottement cette dernière résistance n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante est satisfaite :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Pour deux tiges M36 en classe 8.8 :

$$A_s = 817 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f.rd} = 0.2 \times N_{sd} = 0.2 \times 149,75 = 29,95 \text{ KN}$$

$$F_{Vb,Rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 640) \times 800 \times 817 \times 10^{-3}}{1.25} = 129,67 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 29,95 + 2 \times 129,67 = 289,29 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 82,64 \text{ KN} < F_{v.rd} = 289,29 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

VIII.1.6.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort N_{sd} en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier V_{sd} à la fondation.

D'après les résultats du chapitre 5 (calcul de portique) :

Combinaison $G + 1.5V_3$

$$N_{sd} = 53,95 \text{ KN} \uparrow$$

$$V_{sd} = 107,95 \text{ KN}$$

VII.1.6.3 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d'ancrages que la condition suivante est satisfaite:

$$\frac{N_{sd}/n_b}{F_{vb.rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{F_{t.rd}} \leq 1$$

Avec:

$$N_{tRd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 800 \times 817}{1,25} = 470,59 \text{ KN}$$

$$\frac{v_{sd}/n_b}{F_{bRd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{tRd}} = \frac{107,95/4}{129,67} + \frac{53,95/4}{470,59} = 0,39 \leq 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Pour 4 tiges M36 en classe 8.8 :

$$A_s = 817 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 300 \text{ N/mm}^2 ; d = 36 \text{ mm}$$

VIII.1.6.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrages :

$$N_{sd} / 4 \leq F_{anc, Rd}$$

La résistance d'ancrages en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc, Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d = 3 \times 36 = 108 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 36 = 720 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 36 = 72 \text{ mm}$$

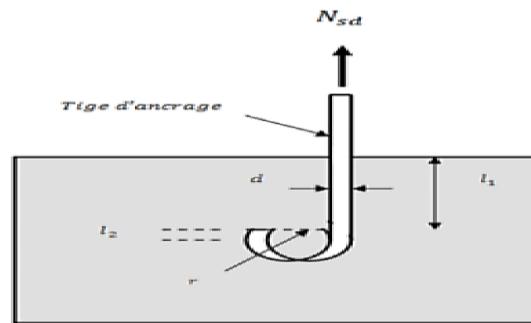


Figure VII.5 : Tige d'ancrage

VIII.1.6.5 La largeur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 720 + 6.4 \times 36 + 3.5 \times 72 = 1202,4 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de L'EUROCODE de CTICM (1)

La longueur totale de la tige requise est :

$$t_{b,rqd} = 0.144 \times d \times \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

f_{ub}: Résistance ultime du boulon d'ancrage

f_{bd}: constante d'adhérence de calcul de

calcul **d**: diamètre du boulon d'ancrage

VIII.1.6.6 Calcul de la contrainte d'adhérence **f_{bd}** :

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$: coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.15} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0,144 \times 36 \times \frac{800}{1,20} = 3456 \text{ mm}$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$f_{anc, Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b,rqd} \cdot f_{bd}$$

$$f_{anc. Rd} = \pi \times 36 \times 3456 \times 1.2 = 468799,49 \text{ N}$$

$$f_{anc. Rd} = 468,8 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{4} = \frac{53,95}{4} = 13,49 \text{ KN} < f_{anc. Rd} = 468,8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.1.6.7 La longueur d'ancrage de référence requise est :

$$t_{b.rqd} = \frac{N_{sd}}{\pi \cdot d \cdot f_{bd}}$$

$$\text{Où : } N_{sd} = A \times \sigma_{sd} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sigma_{sd}$$

: Effort de soulèvement par tige d'ancrage.

$$t_{b.rqd} = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot d \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot \pi \cdot d \cdot f_{bd}} = \frac{d \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$\frac{t_{b.rqd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d'être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \longrightarrow \max \sigma_{sd} = \frac{N_{t.rd}}{A} = \frac{(0.9 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma_{M2}}{A}$$

A : la section brute de la tige

A_s : section résistante

En prenant

$$A/A_s \approx 0.8 \implies \max \sigma_{sd} = 0.576 f_{ub}$$

$$t_{b.rqd} = \frac{\max \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0.576 \cdot f_{ub}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$t_{b.rqd} = 0.144 \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

Remarque :

Bien que les conditions sont largement vérifiées. Il est préférable de garder les quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

VIII.2 Assemblage des éléments de la ferme :

L'assemblage se fait par la détermination des éléments les plus sollicités, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	269,18	505,28	48,50	90,12
Section	HEA 140	HEA 140	2UPN 120	HEA 140

VIII.2.1 Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau VIII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

F (KN)	< 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

- Pour les membrures supérieures: $N = 269,18 \text{ KN} > 200 \text{ KN}$
e = 12mm
- Pour les membrures inférieures: $N = 505,28 \text{ KN} > 200 \text{ KN}$
e = 12mm
- Pour les diagonales: $N = 48,50 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
e = 8mm
- Pour les montants : $N = 90,12 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
e = 8mm

Note : Vu l'importance des efforts présents dans les membrures supérieures et inférieures et dans les montants, il est primordial d'adopter des connections boulonnées sur ces éléments.

VIII.2.2 Pré dimensionnement de la gorge :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_{\max}$$

Avec :

a : épaisseur du cordon de soudure.

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

t_{max} = 8mm (épaisseur du gousset)

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 8\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{mm}$$

a = 4 mm

VIII.2.3 Les longueurs des soudures (diagonales) :

Note : 48,50

Les longueurs de soudure sont données comme suit :

$$L_{talon} = \frac{\frac{N}{2} \gamma_{M0} \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(\frac{d}{d'}\right)} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

$$L_{bord} = \frac{\frac{N}{2} \gamma_{M0} \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(\frac{d'}{d}\right)}$$

Avec :

$N/2$: effort repris par un élément

γ_{M0} : Coefficient de sécurité

$\gamma_{M0} = 1,1$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture

$f_u = 360 \text{ MPa}$

a : Gorge de la soudure a = 4 mm

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au bord

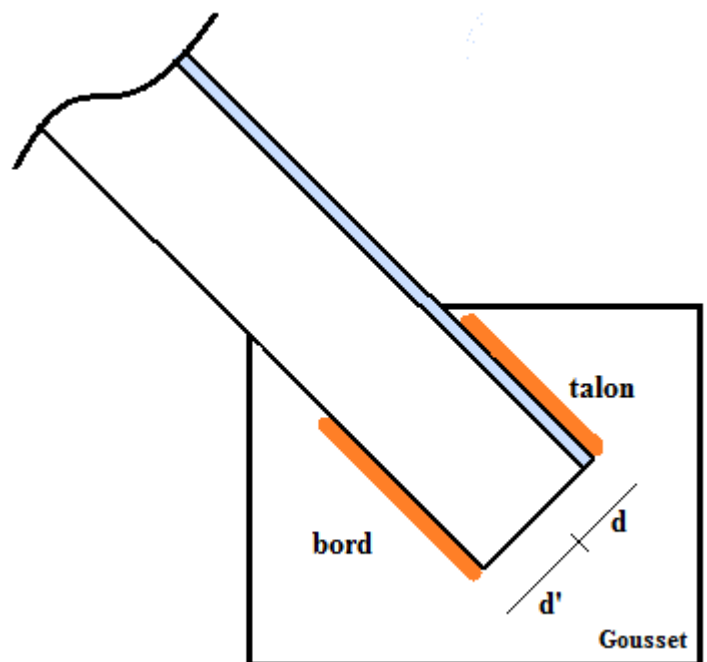



Figure VIII.6 : Longueur des cordons de soudure

Tableau VIII.3 : Dimension des cordons de soudure

Elément	Type d'élément	Distance		Longueur de soudure		Gorge (mm)
		d (cm)	d' (cm)	L_{talon} (cm)	L_{bord} (cm)	
Diagonale	2UPN 120	1,60	3,90	6,25	10,54	4,00


VIII.2.4 Assemblage Poteau (HEA400)-Membrure inférieure (HEA140)



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Poteau-Membrure inférieure

NF EN 1993-1-8 :2005/NA :2007/AC :2009



Ratio
0,523

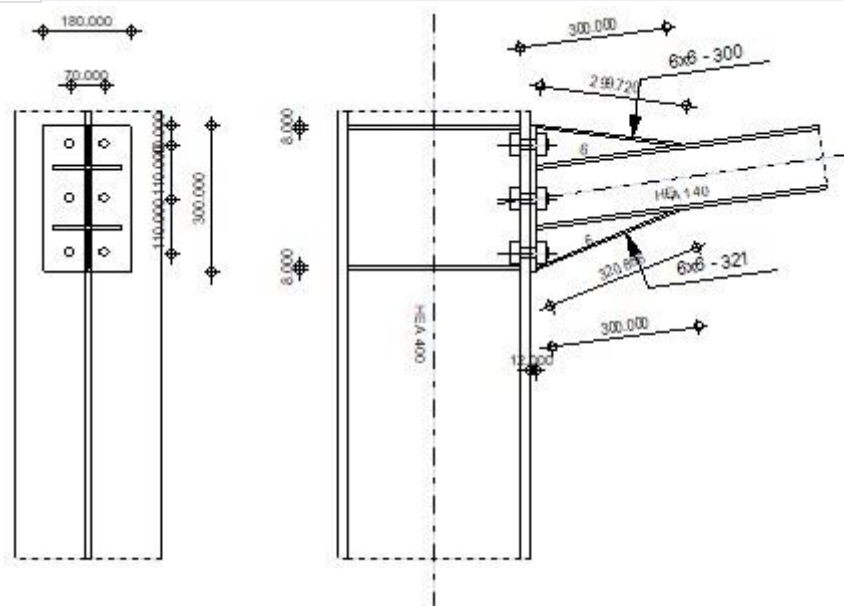


Figure VIII.7 : Schéma représentant L'assemblage poteau-membrure inférieure

GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : membrure inf - poteau
 Noeud de la structure: 66
 Barres de la structure: 115, 143

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 115
 $\alpha = -90,000$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390,000$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300,000$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11,000$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

Profilé: HEA 400
 $r_c = 27,000$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,980$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,400$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance

POUTRE

Profilé: HEA 140
 Barre N°: 143
 $\alpha = 7,864$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 133,000$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 140,000$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5,500$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 8,500$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 12,000$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 12,000$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 31,420$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 1033,130$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22,000$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 21816,000$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 40,000$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70,000$ [mm]
 Entraxe $p_i = 110,000; 110,000$ [mm]

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 352,000$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144,500$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8,000$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 2350,000$ [daN/cm²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352,000$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144,500$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8,000$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 2350,000$ [daN/cm²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 4,000$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 6,000$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 4,000$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fu} = 5,000$ [mm] Soudure horizontale
 $a_{fd} = 5,000$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,100	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M1} =	1,150	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M3} =	1,100	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 16: 1,35G+1,5N 1*1.350+4*1.500

$V_{b1,Ed}$ =	5674,731	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ =	-41083,093	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed}$ =	-49222,484	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$ =	-8264,495	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$ =	-14107,541	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed}$ =	-49222,484	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed}$ =	-32814,989	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed}$ =	-8406,681	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

A_b =	31,420	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd}$ =	$A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{cb,Rd}$ =	78550,000	[daN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{b1,Ed} / N_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,523	< 1,000	vérifié	(0,523)

CISAILLEMENT

A_{vb} =	18,928	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd}$ =	$A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd}$ =	27319,493	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,208	< 1,000	vérifié	(0,208)

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**Pression diamétrale:**

β =	7,864	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
γ =	22,162	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb}$ =	141,741	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
A_{vb} =	10,128	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
ω =	0,752		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed}$ =	1307,546	[daN/cm ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
k_{wc} =	1,000		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1}$ =	$[\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1}$ =	54929,662	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

d_{wb} =	92,000	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
λ_p =	0,700		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
ρ =	1,000		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2}$ =	$[\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd2}$ =	52541,416	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low}$ =	Min ($F_{c,wb,Rd1}$, $F_{c,wb,Rd2}$)			
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	52541,416	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
$N_{low} / F_{c,wb,Rd,low} \leq 1,0$	0,391	< 1,000	vérifié	(0,391)

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

Pression diamétrale:

$\beta =$	7,864	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	7,467	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{\text{eff,c,wb}} =$	140,272	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{\text{vb}} =$	10,128	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,755		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{\text{com,Ed}} =$	1307,546	[daN/cm ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{\text{wc}} =$	1,000		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]

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

$$F_{\text{c,wb,Rd1}} = 54605,907 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$d_{\text{wb}} =$	92,000	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_{\text{p}} =$	0,697		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	1,000		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = 52231,737 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{\text{c,wb,Rd,upp}} = \text{Min}(F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}})$$

$$F_{\text{c,wb,Rd,upp}} = 52231,737 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$N_{\text{upp}} / F_{\text{c,wb,Rd,upp}} \leq 1,0 \quad 0,393 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,393)$$

EFFORTS AXIAUX DANS LES MEMBRURES DE LA POUTRE

$$h_{\text{f}} = 288,520 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes}$$

$$e_{\text{N}} = 0,000 \text{ [mm]} \text{ Excentricité de l'effort axial}$$

$$N_{\text{upp}} = N_{\text{b1,Ed}} / 2 + (-N_{\text{b1,Ed}} e_{\text{N}} + M_{\text{b1,Ed}}) / h_{\text{f}}$$

$$N_{\text{upp}} = -20541,547 \text{ [daN]} \text{ Effort axial dans la membrure supérieure de la poutre}$$

$$N_{\text{low}} = N_{\text{b1,Ed}} / 2 - (-N_{\text{b1,Ed}} e_{\text{N}} + M_{\text{b1,Ed}}) / h_{\text{f}}$$

$$N_{\text{low}} = -20541,547 \text{ [daN]} \text{ Effort axial dans la membrure inférieure de la poutre}$$

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$$M_{\text{b1,Ed}} = 0,000 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{\text{b2,Ed}} = 0,000 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{\text{c1,Ed}} = -8264,495 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{\text{c2,Ed}} = -32814,989 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$Z = 202,226 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{\text{wp,Ed}} = (M_{\text{b1,Ed}} - M_{\text{b2,Ed}}) / Z - (V_{\text{c1,Ed}} - V_{\text{c2,Ed}}) / 2$$

$$V_{\text{wp,Ed}} = -12275,247 \text{ [daN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{\text{vs}} = 57,330 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{\text{vc}} = 57,330 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_{\text{s}} = 286,263 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{\text{pl,fc,Rd}} = 744,563 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{\text{pl,stu,Rd}} = 112,800 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{\text{pl,sti,Rd}} = 112,800 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{\text{wp,Rd}} = 0.9 (A_{\text{vs}} f_{\text{y,wc}}) / (\sqrt{3} \gamma_{\text{M0}}) + \text{Min}(4 M_{\text{pl,fc,Rd}} / d_{\text{s}}, (2 M_{\text{pl,fc,Rd}} + M_{\text{pl,stu,Rd}} + M_{\text{pl,sti,Rd}}) / d_{\text{s}})$$

$$V_{\text{wp,Rd}} = 80463,893 \text{ [daN]} \text{ Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{\text{wp,Ed}} / V_{\text{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad 0,153 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,153)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{\text{wc}} =$	11,000	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{\text{eff,c,wc}} =$	262,161	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{\text{vc}} =$	57,330	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11,000	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$\omega =$	0,867		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	1716,039	[daN/cm ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,000		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,115	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	103376,267	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	298,000	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,857		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,895		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,377		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,000		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	92574,264	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd} =$	92574,264	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
$N_{low} / F_{c,wc,Rd,low} \leq 1,0$			0,222 < 1,000	vérifié (0,222)

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**Pression diamétrale:**

$t_{wc} =$	11,000	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	256,032	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,330	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,872		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	1716,039	[daN/cm ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,000		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,115	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	102266,516	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	298,000	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,847		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,902		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,377		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,000		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	92057,442	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	92057,442	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
$N_{upp} / F_{c,wc,Rd,upp} \leq 1,0$			0,223 < 1,000	vérifié (0,223)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v =$	0,600		Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{v,Rd} =$	18246,370	[daN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	21816,000	[daN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	18372,640	[daN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	10207,022	[daN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$V_{j,Rd} = n_h \text{Min}(F_{v,Rd}, F_{b,Rd,ext}) + n_h n_{v-1} \text{Min}(F_{v,Rd}, F_{b,Rd,int})$				
$V_{j,Rd} =$	93399,525	[daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$			0,061 < 1,000	vérifié (0,061)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	46,791	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	27,480	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	19,311	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	2372,274	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp\max}=\tau_{\perp\max} =$	-622,420	[daN/cm ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp}=\tau_{\perp} =$	-622,420	[daN/cm ²]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	293,860	[daN/cm ²]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,800		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	1244,839	<	3650,000	vérifié (0,341)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2+\tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	1344,874	<	3650,000	vérifié (0,368)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	622,420	<	2628,000	vérifié (0,237)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Pas d'efforts axiaux ou de moments dans l'assemblage. Dans ce cas, le logiciel ne calcule pas de rigidités d'assemblage.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

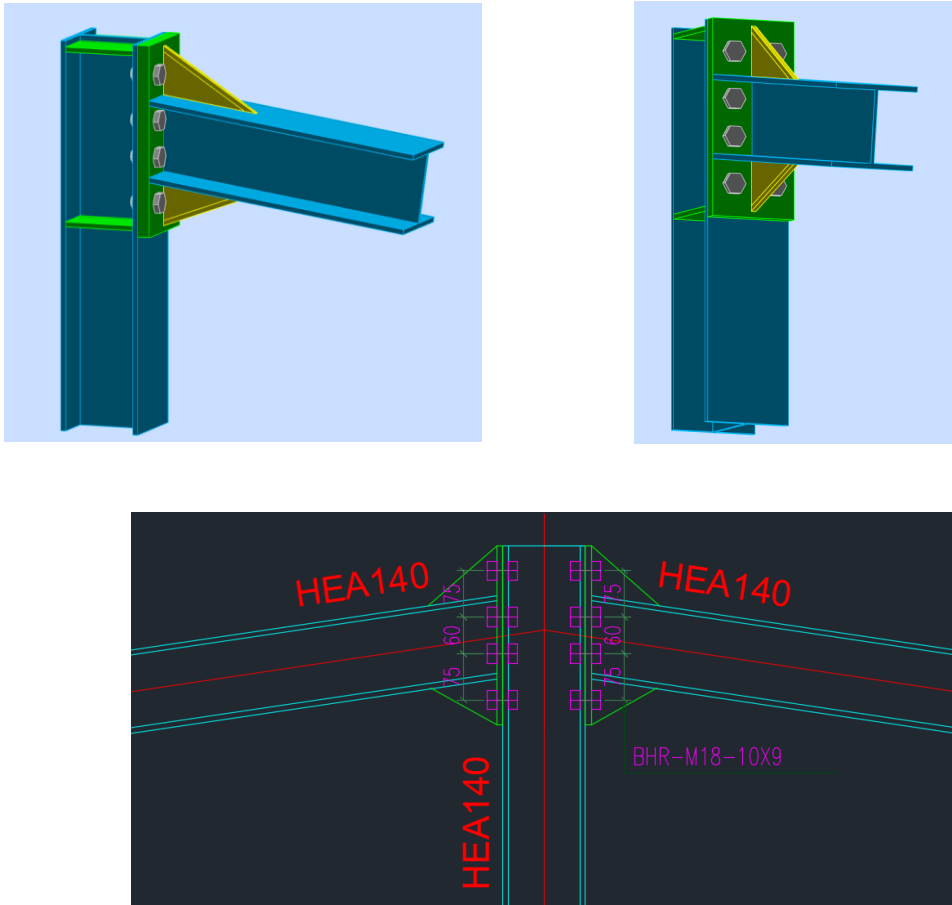
POUTRE EN COMPRESSION

REMARQUES

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	5,500 [mm]	<	5,500 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	5,500 [mm]	<	8,500 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,523

VIII.2.5 Membrane supérieure – Montant :**Figure VIII.8 :** Représentations de l'assemblage Membrane supérieure-Montant

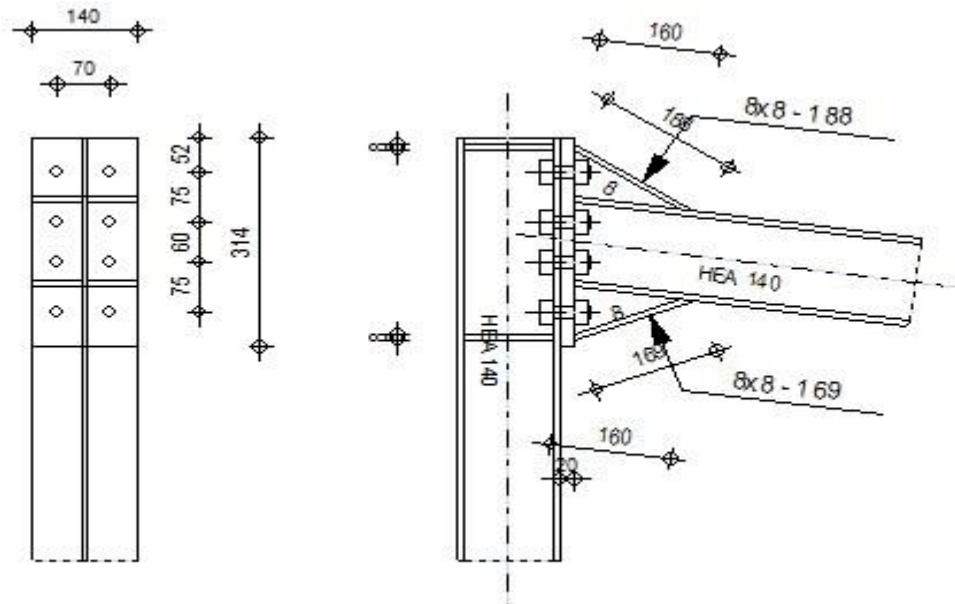


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Membrure supérieure – Montant

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,910**Général**

Assemblage N°: 9

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 12

Barres de la structure: 34, 168

Géométrie**Boulons**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d = 18 [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

F_{tRd} = 13824,00 [daN] Résistance du boulon à la traction
0]n_h = 2 Nombre de colonnes des boulonsn_v = 4 Nombre de rangées des boulons

$d =$	18 [mm]	Diamètre du boulon
$h_1 =$	52 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70 [mm]	
Entraxe $p_i =$	75 ; 60 ; 75 [mm]	

Platine

$h_p =$	314 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	140 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER	
$f_{yp} =$	2350,000 [daN/cm ²]	Résistance

Jarret supérieur

$w_u =$	8 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fu} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_u =$	80 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wu} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_u =$	160 [mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	32,736 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28	
$f_{ybu} =$	2750,000 [daN/cm ²]	Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	8 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	80 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	160 [mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	20,134 [Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 116$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 67$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 2350,000$ [daN/cm²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 116$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 67$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 2350,000$ [daN/cm²] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 4$ [mm] Soudure âme

$a_f = 6$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 4$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fu} = 5$ [mm] Soudure horizontale

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,100$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,150$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,250$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,100$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 16: 1,35G+1,5N 1*1.350+4*1.500

$V_{b1,Ed} = -6886,773$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -49857,864$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

$V_{b2,Ed} = -6886,773$ [daN] Effort tranchant dans la poutre gauche

$N_{b2,Ed} = -49857,864$ [daN] Effort axial dans la poutre gauche

$N_{c1,Ed} = 12897,938$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats**Résistances de la poutre****COMPRESSION**

$A_b = 31,4$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$N_{cb,Rd} = 78550,00$ [daN Résistance de calcul de la section à la compression] EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{b1,Ed} / N_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,635 < 1,000 **vérifié** (0,635)

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 22,9$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 33092,99$ [daN Résistance de calcul de la section au cisaillement] EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,208 < 1,000 **vérifié** (0,208)

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

Pression diamétrale:

$\beta = 7,864$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 20,134$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 137$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 10,1$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta =$	7,864 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\omega =$	0,764	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	1586,8 [daN/c 19 m ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,000	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1} =$	28670,411 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:			
$d_{wb} =$	92 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,687	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	1,000	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd2} =$	27423,872 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:			
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$			
$F_{c,wb,Rd,low} =$	27423,872 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
$N_{low} / F_{c,wb,Rd,low} \leq 1,0$	0,910 < 1,000	vérifié	(0,910)

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

Pression diamétrale:

$\beta =$	7,864 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	32,736 [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	138 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	10,1 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,759	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	1586,8 [daN/c 19 m ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]

Pression diamétrale:

$\beta = 7,864$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$k_{wc} = 1,000$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

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

$F_{c,wb,Rd1} = 28910,732$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 92$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,692$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 1,000$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 27653,743$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$F_{c,wb,Rd,upp} = 27653,743$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

$N_{upp} / F_{c,wb,Rd,upp} \leq 1,0$ $0,900 < 1,000$ **vérifié** (0,900)

EFFORTS AXIAUX DANS LES MEMBRURES DE LA POUTRE

$h_f = 285$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes

$e_N = 0$ [mm] Excentricité de l'effort axial

$$N_{upp} = N_{b1,Ed} / 2 + (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$$

$N_{upp} = -24893,020$ [daN] Effort axial dans la membrure supérieure de la poutre

$$N_{low} = N_{b1,Ed} / 2 - (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$$

$N_{low} = -24964,844$ [daN] Effort axial dans la membrure inférieure de la poutre

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 0,000$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,000$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 0,000$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,000$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$M_{b1,Ed} = 0,000$ [daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$z = 210$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 0,000$ [daN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 10,1$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 10,1$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:6.2.6.(3)]
$d_s = 286$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 69,5$ [daN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 52,6$ [daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 52,6$ [daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 14009,634$ [daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,000 < 1,000$ vérifié	(0,000)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 6$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 150$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 10,1$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:6.2.6.(3)]
$\omega = 0,73$ / 4	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 0,00$ [daN/cm ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$ / 0	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 10,8$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 38072,615 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 92 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,719 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 1,000 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,231 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,000 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 36417,284 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 36417,284 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$N_{low} / F_{c,wc,Rd,low} \leq 1,0 \quad 0,686 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,686)$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 6 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 150 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 10,1 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,732 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,00 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,000 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 10,8 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 38126,154 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 92 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = \frac{0,72}{2} \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = \frac{1,00}{2} \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = \frac{2,23}{1} \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = \frac{1,00}{0} \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 36493,968 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 36493,968 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$N_{upp} / F_{c,wc,Rd,upp} \leq 1,0 \quad 0,682 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,682)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,600 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = \frac{12214,51}{2} \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = \frac{13824,00}{0} \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = \frac{9294,750}{1} \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = \frac{12393,00}{0} \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = n_h \text{Min}(F_{v,Rd}, F_{b,Rd,ext}) + n_h n_{v-1} \text{Min}(F_{v,Rd}, F_{b,Rd,int}) \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 80197,524 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,086 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,086)$$

Résistance des soudures

$A_w =$	46,9 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	28,1 [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	18,8 [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	2480,3 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max}$ x =	756,01 [daN/cm ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	755,64 [daN/cm ²]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	366,56 [daN/cm ²]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,800	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 1512,028 < 3650,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,414)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 1639,246 < 3650,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,449)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 756,014 < 2628,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,288)$$

Rigidité de l'assemblage

Pas d'efforts axiaux ou de moments dans l'assemblage. Dans ce cas, le logiciel ne calcule pas de rigidités d'assemblage.

Composant le plus faible:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION AU NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Remarques

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre

$$8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,910

VIII.2.6 Assemblage de l'éclissage (poutre-poutre) (HEA140)

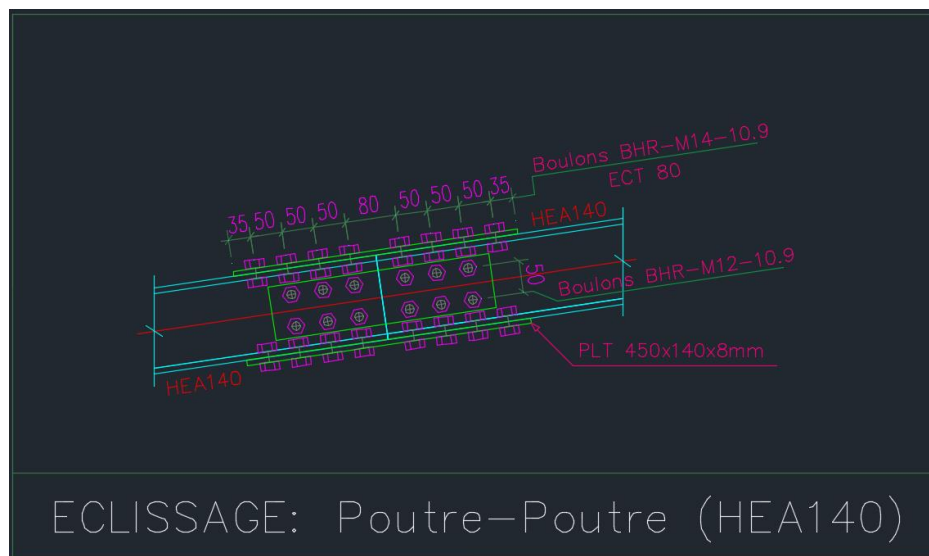
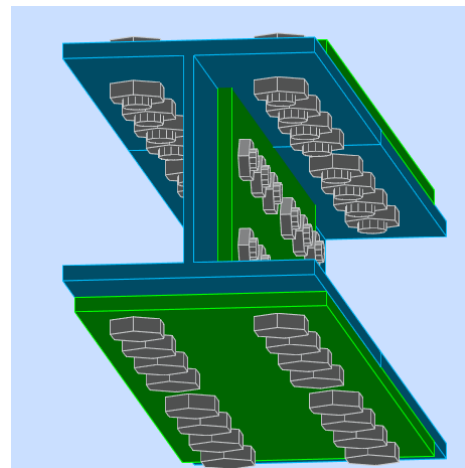
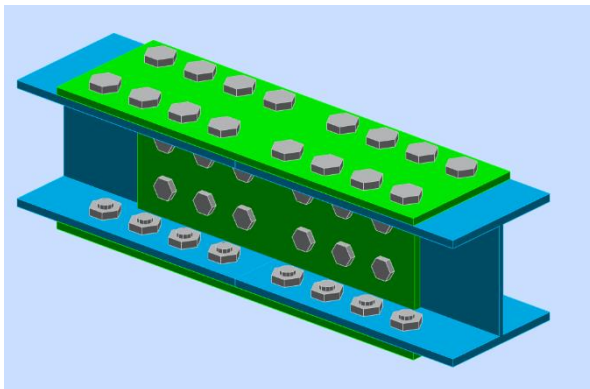




Figure VIII.9 : Représentations de l'assemblage Poutre-Poutre (Eclissage)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul du raccordement de l'épissure de poutre à poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

Assemblage N°: 8

Nom de l'assemblage : Epissure de la poutre

Éclisse d'âme

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 350,0$ [mm] Longueur de la platine

$h_{pw} = 140,0$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{pw} = 8,0$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{ypw} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance de calcul

$f_{upw} = 4050,000$ [daN/cm²] Résistance à la traction

Platine externe supérieure

$l_{pe} = 450,0$ [mm] Longueur de la platine

$h_{pe} = 140,0$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{pe} = 8,0$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{ype} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance de calcul

$f_{upe} = 4050,000$ [daN/cm²] Résistance à la traction

Platine externe inférieure

$l_{pe} = 450,0$ [mm] Longueur de la platine

$h_{pe} = 140,0$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{pe} = 8,0$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{ype} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance de calcul

$f_{upe} = 4050,000$ [daN/cm²] Résistance à la traction

Droite

1. Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
d =	12,0 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	13,0 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	0,8 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,1 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	9000,000 [daN/cm ²]	Limite de plasticité du boulon
f _{ub} =	12000,000 [daN/cm ²]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	3	Nombre de colonnes des boulons
n _v =	2	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	45,0 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₂ =	50,0 [mm]	Ecartement
p ₁ =	50,0 [mm]	Entraxe

2. Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
d =	16,0 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18,0 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,6 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$A_v =$	2,0 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	9000,000 [daN/cm ²]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	12000,000 [daN/cm ²]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40,0 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	50,0 [mm]	Entraxe

3. Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$d =$	16,0 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18,0 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,6 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,0 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	9000,000 [daN/cm ²]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	12000,000 [daN/cm ²]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40,0 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	50,0 [mm]	Entraxe

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,100	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Cas: Calculs manuels

Etat limite: ultime

$$N_{Ed1} = -16450,000 \text{ [daN] Effort axial}$$

$$V_{z,Ed1} = 100,000 \text{ [daN] Effort tranchant}$$




$$M_{y,Ed1} = 100,000 \text{ [daN*m] Moment fléchissant}$$

$$N_{Ed2} = 16450,000 \text{ [daN] Effort axial}$$

$$V_{z,Ed2} = 100,000 \text{ [daN] Effort tranchant}$$

$$M_{y,Ed2} = 100,000 \text{ [daN*m] Moment fléchissant}$$

Résultats**Droite****Effort axial**

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [daN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [daN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [daN]
	$A_{pw} = 22,4$	-8225,000	-	$N_{Ed,pw} = -8225,000$
	$A_{pfue} = 11,2$	-4112,500	533,943	$N_{Ed,pfue} = -3578,557$
	$A_{pfe} = 11,2$	-4112,500	-533,943	$N_{Ed,pfe} = -4646,443$



$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfe})$$


$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A_i [cm ²]	$V_{z,Ed,i}$ [daN]
	$A_{z,pw} = 22,4$	$V_{z,Ed,pw} = 100,000$

Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [daN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [daN*m]
	$I_{y,pw} = 365,9$	24,714	$M_{y,Ed,pw} = 24,714$
	$I_{y,pfue} = 557,3$	37,643	-

Platine	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [daN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [daN*m]
	$I_{y,pfle} = 557,3$	37,643	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre

4. Résistance des boulons

$$F_{v,Rd} = 13028, [da \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non } F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

$$= 813 \text{ N] fileté d'un boulon}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,500 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,500 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,962 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), p_2/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,962 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 5140,38 [daN \text{ Résistance d'un boulon en pression } F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma$$

$$= 5 \text{] diamétrale} \quad M2$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,500 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,500 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,000 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,000 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 5346,00 [daN \text{ Résistance d'un boulon en pression } F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma$$

$$= 0 \text{] diamétrale} \quad M2$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,500 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,500 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,962 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), p_2/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,962 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 14953,84$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 15552,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

5. Etat limite: ultime

cisaillement des boulons

$e_0 = 87,5$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c - 1) \cdot p_2)$
$M_y = 33,46$ [daN * m]	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_z \cdot e_0$
$F_{x,N} = 1370,833$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pw} / n_b$
$F_{z,V} = 16,667$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,pw} / n_b$
$F_{x,M} = 60,844$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} = M_y \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,M} = 121,688$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} = M_y \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,E} = 1431,677$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,E} = 138,354$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 1438,347$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 5140,385$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$

$e_0 = 87,5$ [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons $e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c-1) * p_2)$

$F_{Rd,z} = 5346,000$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 1431,677 < 5140,385$	vérifié	(0,279)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 138,354 < 5346,000$	vérifié	(0,026)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$1438,347 < 13028,813$	vérifié	(0,110)

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre

6. Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 11581,167$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,500$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,500 > 0,000$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,676$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,676 > 0,000$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 7446,000$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,189$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,189 > 0,000$ vérifié

$\alpha_{by} = 0,556$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $0,556 > 0,000$ vérifié

$F_{b,Rd1y} = 5358,400$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,500$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,500 > 0,000$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,648$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,648 > 0,000$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 6720,00$ [daN Résistance d'un boulon en pression
= 0] diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,189$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,189 > 0,000$ **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,556$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $0,556 > 0,000$ **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 5043,20$ [daN Résistance d'un boulon en pression
= 0] diamétrale $F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

7. Etat limite: ultime

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = 443,30$ [da Effort tranchant dans le boulon $F_{Ed} = N_{Ed, p f u e} / n_b$
= 5 N]

$\beta_{Lf} = 1,000$ Coefficient réducteur pour les $\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d)/(200 \cdot d)))$
= assemblages longs

$F_{Rd} = 6720,0$ [da Résistance résultante de calcul du $F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
= 00 N] boulon

$|F_{Ed}| \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd}$ $| -443,305 | < 6720,000$ **vérifié** (0,066)

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre

8. Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 11581,16$ [daN Résistance de la tige d'un boulon au $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
= 7] cisaillement

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,500 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,500 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,676 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,676 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 7446,00 \text{ [daN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma$$

= 0] diamétrale M2

Direction y

$$k_{1y} = 2,189 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,189 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,556 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,556 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1y} = 5358,40 \text{ [daN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma$$

= 0] diamétrale M2

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,500 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,500 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,648 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,648 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 6720,00 \text{ [daN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma$$

= 0] diamétrale M2

Direction y

$$k_{1y} = 2,189 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,189 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,556 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,556 > 0,000 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2y} = 5043,20 \text{ [daN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma$$

= 0] diamétrale M2

9. Etat limite: ultime

cisaillement des boulons

$$F_{Ed} = 584,82 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant dans le boulon} \quad F_{Ed} = N_{Ed,ptle} / n_b$$


$$\beta_{Lf} = 1,000 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad \beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)))$$

$$F_{Rd} = 6720,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$$

$$|F_{Ed}| \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd} \quad | -584,820 | < 6720,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,087)$$

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc - [3.10]


10. Poutre

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [daN]	V _{eff,Rd} [daN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		4,0	5,8	100,000 (*1)	15071,268 (*)	0,007	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

11. Éclisse d'âme

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [daN]	V _{eff,Rd} [daN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		6,0	8,4	50,000 (*1)	22325,989 (*)	0,002	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

Vérification des sections affaiblies par les trous - [5.4]

12. Poutre

$A_t = 12,5$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 8,0$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,577 < 0,772$$

$W = 155,4$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 155,4$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 3883,94$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |100,000| < 3883,947 \text{ vérifié} \quad (0,026)$$

$A_v = 7,3$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = h_p \cdot t_p$$

$A_{v,net} = 5,9$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$$

$V_{pl,Rd} = 10558,29$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |100,000| < 10558,293 \text{ vérifié} \quad (0,009)$$

13. Éclisse d'âme

$A_t = 11,2$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 9,1$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,733 < 0,772$$

$W = 26,1$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 24,2$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 605,85$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |16,732| < 605,859 \text{ vérifié} \quad (0,028)$$

$A_v = 11,2$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$$A_v = h_p \cdot t_p$$

$A_{v,net} = 9,1$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$$

$V_{pl,Rd} = 16165,80$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |50,000| < 16165,808 \text{ vérifié} \quad (0,003)$$

14. Platine externe supérieure

$$A = 11,2 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute} \quad A = h_{pi} \cdot t_{pi}$$

$$A_{net} = 8,3 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section nette} \quad A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$$

$$N_{pl,Rd} = 28000,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$N_{u,Rd} = 24261,12 \text{ [daN]} \text{ Résistance ultime de la section nette à un effort normal} \quad N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_M2$$

$$F_{Ed} = 3578,557 \text{ [daN]} \quad F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$$

$$|F_{Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |-3578,557| < 24261,120 \text{ vérifié} \quad (0,148)$$

$$|F_{Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-3578,557| < 28000,000 \text{ vérifié} \quad (0,128)$$

15. Platine externe inférieure

$$A = 11,2 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute} \quad A = h_{pi} \cdot t_{pi}$$

$$A_{net} = 8,3 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section nette} \quad A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$$

$$N_{pl,Rd} = 28000,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$N_{u,Rd} = 24261,12 \text{ [daN]} \text{ Résistance ultime de la section nette à un effort normal} \quad N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

$$F_{Ed} = 4646,443 \text{ [daN]} \quad F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$$

$$|F_{Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |-4646,443| < 24261,120 \text{ vérifié} \quad (0,192)$$

$$|F_{Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-4646,443| < 28000,000 \text{ vérifié} \quad (0,166)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,354

VIII.3 Assemblage des éléments du gradin :

VIII.3.1 Assemblage Poteau HEA260-Limon

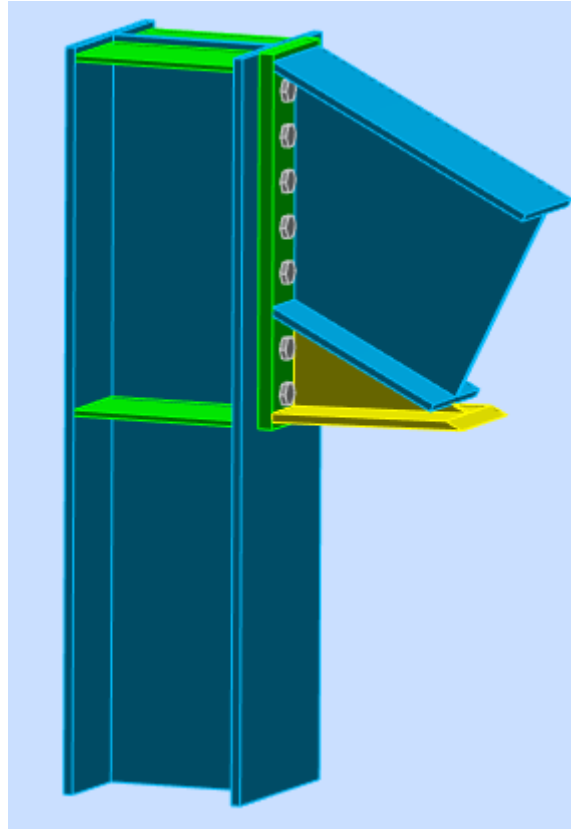


Figure VIII.10 : Représentation de L'assemblage Poteau HEA260-Limon IPE300



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Poteau-Limon

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

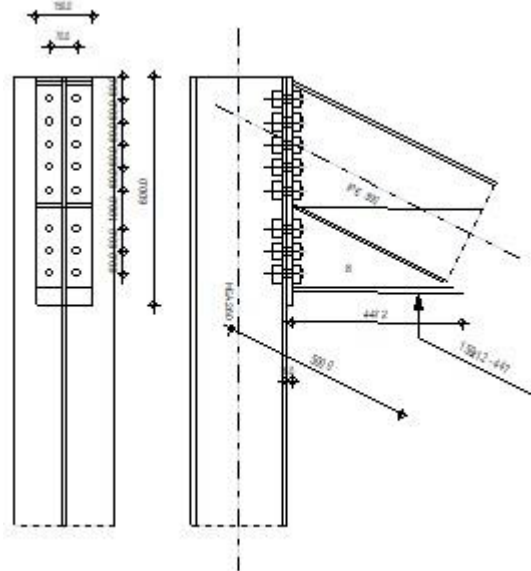
Ratio
0,932

Figure VIII.11 : Schéma représentant L'assemblage Poteau HEA260-Limon IPE300

Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : HEA260 - IPE300

Noeud de la structure: 4

Barres de la structure: 7, 113

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 260

Barre N°: 7

 $\alpha = -90,000$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 250,0$ [mm] Hauteur de la section du poteau $b_{fc} = 260,0$ [mm] Largeur de la section du poteau $t_{wc} = 7,5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau $t_{fc} = 12,5$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau $r_c = 24,0$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

Profilé: HEA 260
 $A_c = 86,820$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 10455,000$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 300
 Barre N°: 113
 $\alpha = -26,565$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 300,0$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 150,0$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 7,1$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 10,7$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 15,0$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_{fb} = 15,0$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 53,810$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 8356,110$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22,0$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 21816,000$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 8$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60,0$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70,0$ [mm]
 Entraxe $p_i = 60,0; 60,0; 60,0; 60,0; 100,0; 60,0; 60,0$ [mm]

Platine

$h_p =$	600,0	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	150,0	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	16,0	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{yp} =$ 2750,000 [daN/cm²] Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	150,0	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12,0	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	220,0	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8,0	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	500,0	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	-0,462	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} =$ 2750,000 [daN/cm²] Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	5,0	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8,0	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5,0	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,100	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,150	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,100	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 21: 1,35G+1,5Q 1*1.350+2*1.500

$M_{b1,Ed} = 14980,004$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 17982,734$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -1055,629$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{b2,Ed} = 6786,041$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche

$V_{b2,Ed} = 7122,302$ [daN] Effort tranchant dans la poutre gauche

$N_{b2,Ed} = 1771,475$ [daN] Effort axial dans la poutre gauche

$M_{c1,Ed} = 8193,963$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = 2827,104$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -25105,037$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 53,810$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$N_{cb,Rd} = 134525,000$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 43,280$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 62468,866$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,288 < 1,000$ **vérifié** (0,288)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 628,360$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 15709,00$ [daN*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

$W_{pl} = 1478,000$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 36950,003$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 36950,003$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 543,4$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$M_{cb,Rd} = 36950,003$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$F_{c,fb,Rd} = 67994,230$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

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

Pression diamétrale:

$\beta = 26,565$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 0,462$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 178,4$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 25,680$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,988$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 2247,945$ [daN/cm²] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 0,883$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

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

$F_{c,wb,Rd1} = 62750,590$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 248,6$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,000$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,800$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 48004,285$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 48004,285$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 14980,004$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 6786,041$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 2827,104$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,000$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 469,4$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 16042,324 \text{ [daN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 28,757 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 28,757 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

$$V_{wp,Rd} = 37357,088 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,429 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,429)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 7,5 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 249,1 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 28,757 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,982 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 982,769 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,000 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 45848,921 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 177,0 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,944 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,835 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 36606,033 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 36606,033 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 7,5 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 249,1 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 28,757 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,982 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 982,769 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 7,5 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$k_{wc} = 1,000 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 45842,221 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 177,0 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,944 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,835 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 36602,694 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 36602,694 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	12,0	-	95,0	-	60,0	75,7	143,5	75,7	143,5	97,9	90,0	90,0	90,0
2	12,0	-	95,0	-	60,0	75,7	166,9	75,7	166,9	120,0	60,0	60,0	60,0
3	12,0	-	95,0	-	60,0	75,7	166,9	75,7	166,9	120,0	60,0	60,0	60,0
4	12,0	-	95,0	-	60,0	75,7	166,9	75,7	166,9	120,0	60,0	60,0	60,0
5	12,0	-	95,0	-	80,0	75,7	166,9	75,7	166,9	120,0	60,0	60,0	60,0
6	12,0	-	95,0	-	80,0	75,7	166,9	75,7	166,9	120,0	60,0	60,0	60,0
7	12,0	-	95,0	-	60,0	75,7	166,9	75,7	166,9	120,0	60,0	60,0	60,0
8	12,0	-	95,0	-	60,0	75,7	163,5	75,7	163,5	97,9	110,0	97,9	110,0

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	25,8	-	40,0	-	60,0	162,1	168,4	162,1	168,4	141,0	121,8	121,8	121,8
2	25,8	-	40,0	-	60,0	162,1	153,2	153,2	153,2	120,0	60,0	60,0	60,0
3	25,8	-	40,0	-	60,0	162,1	153,2	153,2	153,2	120,0	60,0	60,0	60,0
4	25,8	-	40,0	-	60,0	162,1	153,2	153,2	153,2	120,0	60,0	60,0	60,0

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}
5	25,8	-	40,0	-	80,0	162,1	153,2	153,2	153,2	160,0	80,0	80,0	80,0
6	25,8	-	40,0	-	80,0	162,1	153,2	153,2	153,2	160,0	80,0	80,0	80,0
7	25,8	-	40,0	-	60,0	162,1	153,2	153,2	153,2	120,0	60,0	60,0	60,0
8	25,8	-	40,0	-	60,0	162,1	153,2	153,2	153,2	141,0	106,6	106,6	106,6

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

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 73205,388 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,014 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,014)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 21816,000 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 25192,431 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

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 fléchée à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	13849,417	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 24543,693$	24543,693	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 13849,417$	13849,417	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 33527,073$	33527,073	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 28766,203$	28766,203	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 50384,863$	50384,863	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 68295,323$	68295,323	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 36606,033$	36606,033	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 67994,230$	67994,230	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 48004,285$	48004,285	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	11836,307	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 24543,693$	24543,693	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 13849,417$	13849,417	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 32685,866$	32685,866	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 27188,133$	27188,133	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 50384,863$	50384,863	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 68295,323 - 13849,417$	54445,907	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 36606,033 - 13849,417$	22756,616	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 67994,230 - 13849,417$	54144,813	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 48004,285 - 13849,417$	34154,869	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 48625,519 - 13849,417$	34776,102	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 25685,724 - 13849,417$	11836,307	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 45120,145 - 13849,417$	31270,728	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 32277,002 - 13849,417$	18427,585	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	7712,388	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 24543,693$	24543,693	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 13849,417$	13849,417	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 32685,866$	32685,866	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 27188,133$	27188,133	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 50384,863$	50384,863	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 68295,323 - 25685,724$	42609,599	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 36606,033 - 25685,724$	10920,309	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 67994,230 - 25685,724$	42308,505	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 48004,285 - 25685,724$	22318,561	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 38900,415 - 11836,307$	27064,108	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 21191,283 - 11836,307$	9354,976	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 68075,726 - 25685,724$	42390,002	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 33398,112 - 25685,724$	7712,388	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 29775,352 - 11836,307$	17939,045	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 21300,000 - 11836,307$	9463,693	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 60007,821 - 25685,724$	34322,097	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 42927,002 - 25685,724$	17241,278	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	3207,920	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 24543,693$	24543,693	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 13849,417$	13849,417	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 32685,866$	32685,866	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 27188,133$	27188,133	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 50384,863$	50384,863	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 68295,323 - 33398,112$	34897,211	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 36606,033 - 33398,112$	3207,920	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 67994,230 - 33398,112$	34596,117	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 48004,285 - 33398,112$	14606,173	Ame de la poutre - compression

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 38900,415 - 7712,388$	31188,027	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 21191,283 - 7712,388$	13478,895	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 58350,622 - 19548,695$	38801,927	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 29755,734 - 19548,695$	10207,038	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 87525,934 - 33398,112$	54127,821	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 39476,144 - 33398,112$	6078,032	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 29775,352 - 7712,388$	22062,964	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 21300,000 - 7712,388$	13587,612	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 44663,028 - 19548,695$	25114,333	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 31950,000 - 19548,695$	12401,305	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 74895,497 - 33398,112$	41497,385	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 53577,002 - 33398,112$	20178,889	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,000	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 24543,693$	24543,693	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 13849,417$	13849,417	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 32685,866$	32685,866	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 27188,133$	27188,133	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 50384,863$	50384,863	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ii,Rd} = 68295,323 - 36606,033$	31689,291	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 36606,033 - 36606,033$	0,000	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 67994,230 - 36606,033$	31388,197	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 48004,285 - 36606,033$	11398,253	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 38900,415 - 3207,920$	35692,494	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 21191,283 - 3207,920$	17983,362	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 58350,622 - 10920,309$	47430,314	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 29755,734 - 10920,309$	18835,425	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 77800,830 - 22756,616$	55044,214	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 36628,795 - 22756,616$	13872,179	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 106976,141 - 36606,033$	70370,108	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 44163,511 - 36606,033$	7557,479	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 34737,911 - 3207,920$	31529,990	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum^4 F_{ij,Rd} = 24850,000 - 3207,920$	21642,080	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 49625,587 - 10920,309$	38705,278	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 35500,000 - 10920,309$	24579,691	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 64513,263 - 22756,616$	41756,647	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 46150,000 - 22756,616$	23393,384	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 94745,732 - 36606,033$	58139,700	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 67777,002 - 36606,033$	31170,969	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	499,4	13849,417	24543,693	13849,417	33527,073	28766,203	43632,000	50384,863
2	439,4	11836,307	24543,693	13849,417	32685,866	27188,133	43632,000	50384,863
3	379,4	7712,388	24543,693	13849,417	32685,866	27188,133	43632,000	50384,863
4	319,4	3207,920	24543,693	13849,417	32685,866	27188,133	43632,000	50384,863
5	259,4	-	24543,693	13849,417	32685,866	27188,133	43632,000	50384,863
6	159,4	-	24543,693	13849,417	32685,866	27188,133	43632,000	50384,863
7	99,4	-	24543,693	13849,417	32685,866	27188,133	43632,000	50384,863
8	39,4	-	24543,693	13849,417	32685,866	27188,133	43632,000	50384,863

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 16068,328 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \tag{6.2}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \qquad 0,932 < 1,000 \qquad \text{vérifié} \qquad (0,932)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,600 \qquad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \qquad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$\beta_{Lf} = 0,970 \qquad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \qquad \text{[3.8]}$$

$$F_{v,Rd} = 17707,273 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \qquad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$F_{t,Rd,max} = 21816,000 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \qquad \text{[Tableau 3.4]}$$

$\alpha_v = 0,600$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 12387,375$ [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 17696,250$ [daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	43632,000	-131,954	13849,417	12911,382	12779,428	24774,750
2	43632,000	-131,954	11836,307	11034,622	10902,668	24774,750
3	43632,000	-131,954	7712,388	7190,020	7058,067	24774,750
4	43632,000	-131,954	3207,920	2990,645	2858,691	24774,750
5	43632,000	-131,954	0,000	0,000	-131,954	24774,750
6	43632,000	-131,954	0,000	0,000	-131,954	24774,750
7	43632,000	-131,954	0,000	0,000	-131,954	24774,750
8	43632,000	-131,954	0,000	0,000	-131,954	24774,750

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$V_{j,Rd} = 198198,000$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,091 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,091)$$

Résistance des soudures

$A_w = 109,538$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} = 60,944$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 48,594$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

Résistance des soudures

$A_w =$	109,538	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	42439,39	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max}$	742,396	[daN/cm ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	659,972	[daN/cm ²]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	370,059	[daN/cm ²]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,850		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	1484,792	<	3811,765	vérifié (0,390)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	1467,338	<	3811,765	vérifié (0,385)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	742,396	<	2916,000	vérifié (0,255)

Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} =$	5,0	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	16,0	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	22,0	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	57,5	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	8,4	[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	25,281	927,358
1	499,4	1,8	76,1	26,2	1,4	6,785	338,869
2	439,4	1,4	60,3	12,9	1,1	4,740	208,272
3	379,4	1,4	60,3	12,9	1,1	4,093	155,277
4	319,4	1,4	60,3	12,9	1,1	3,445	110,049
5	259,4	1,4	60,3	17,2	1,1	2,858	74,139
6	159,4	1,4	60,3	17,2	1,1	1,756	27,997
7	99,4	1,4	60,3	12,9	1,1	1,072	10,660
8	39,4	1,8	76,1	22,9	1,3	0,532	2,095

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$z_{\text{eq}} = 366,8 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / Z_{\text{eq}}$$

$$k_{\text{eq}} = 6,9 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{\text{vc}} = 28,757 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 0,547 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 366,8 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 5,4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = 249,1 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$t_{\text{wc}} = 7,5 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$d_c = 225,0 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$k_2 = 5,8 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = E z_{\text{eq}}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{\text{eq}}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = 5643006,386 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,473 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,\text{ini}} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 2281932,582 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,\text{rig}} = 2511241,150 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{pin}} = 156952,572 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{ini}} \geq S_{j,\text{rig}} \quad \text{RIGIDE}$$

Composant le plus faible :

AME DU POTEAU EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,932

VIII.3.2 Assemblage de pieds de poteau HEA220 (poteau de gradin)

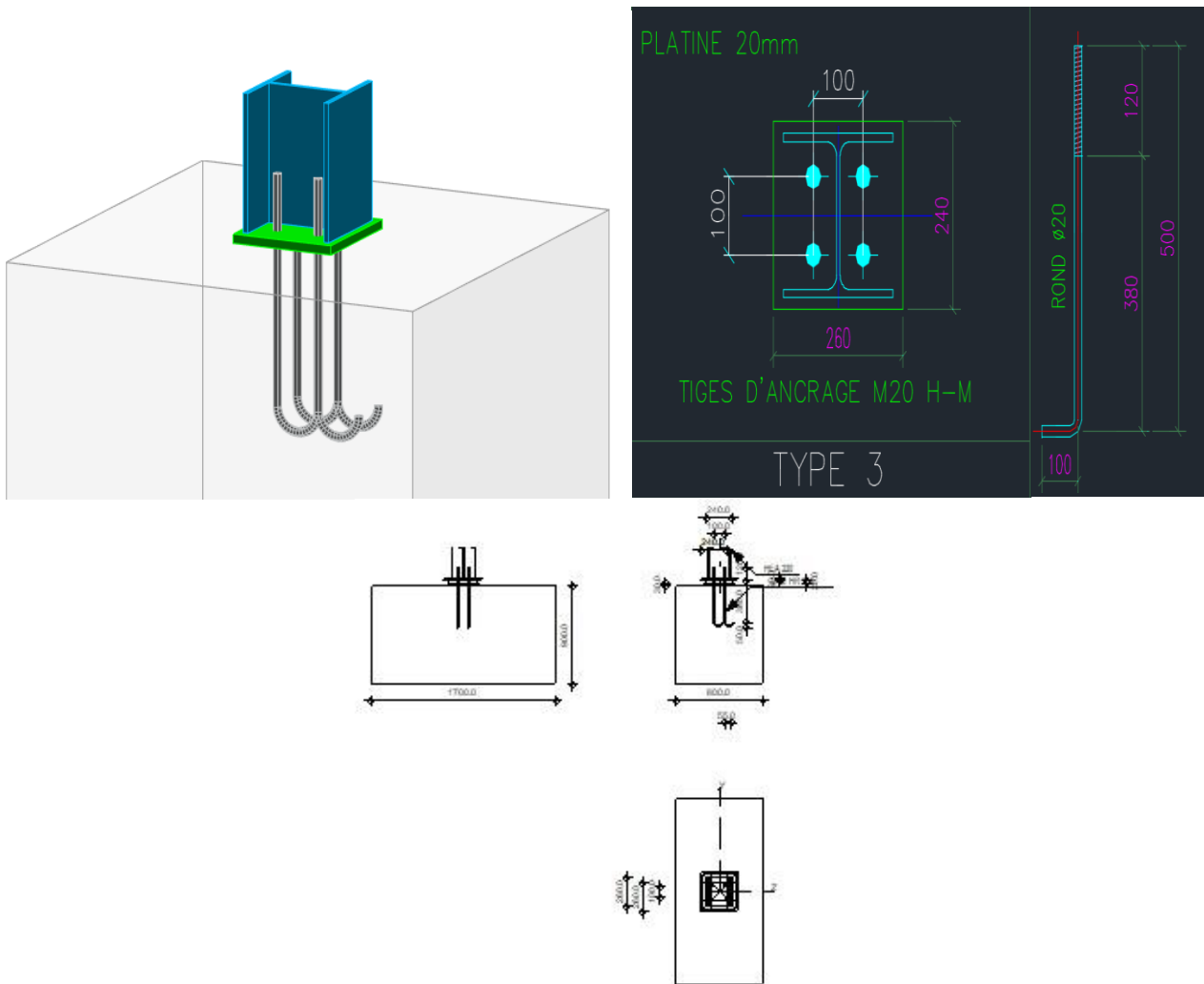




Figure VIII.12 : Schéma assemblage de pieds de poteau HEA220

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	

Général

Assemblage N°: 6
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure : 5
Barres de la structure : 8

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 220
Barre N°: 8
 $L_c = 2,5$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,000$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 210,0$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 220,0$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 7,0$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 11,0$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18,0$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 64,3$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 5409,7$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance

$f_{uc} = 4050,000$ [daN/cm²] Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} = 240,0$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 260,0$ [mm] Largeur

Platine de prescellement

$l_{pd} = 240,0$ [mm] Longueur

$t_{pd} = 20,0$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance

$f_{upd} = 4050,000$ [daN/cm²] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 9000,000$ [daN/cm²] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 12000,000$ [daN/cm²] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 20,0$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 2,4$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,1$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 100,0$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 100,0$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 120,0$ [mm]

$L_2 = 380,0$ [mm]

$L_3 = 100,0$ [mm]

$L_4 = 0,0$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 240,0$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 260,0$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 20,0$ [mm] Epaisseur

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,100$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,250$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,500$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 800,0$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1700,0$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900,0$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 250,000$ [daN/cm²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30,0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 120,000$ [daN/cm²] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,300$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 4,0$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

Efforts

Cas: 21: $1,35G+1,5Q$ $1*1.350+2*1.500$

$N_{j,Ed} = -22898,300$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} = -1055,629$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -1626,736$ [daN*m] Moment fléchissant

Résultats**Zone comprimée****COMPRESSION DU BETON**

f_{cd}	166,667 [daN/cm ²]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
f_j	333,333 [daN/cm ²]	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	31,6 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
b_{eff}	57,6 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
l_{eff}	260,0 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
A_{c0}	149,8 [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
A_{c1}	1348,4 [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u}$	$A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u}$	74909,610 [daN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
β_j	0,667	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
f_{jd}	$\beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
f_{jd}	333,333 [daN/cm ²]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n}$	387,3 [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y}$	149,8 [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i}$	$A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n}$	129090,963 [daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y}$	49939,740 [daN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL	2,000	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y}$	568,5 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y}$	14211,50 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y}$	199,0 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y}$	$M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y}$	71414,573 [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

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

$$N_{j,Rd} = 129090,963 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{c,Rd,y} = 49939,740 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,177 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,177)$$

$$e_y = 71,0 \text{ [mm]} \text{ Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 91,2 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier } F_{c,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 50,0 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 3988,398 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,408 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,408)$$

Cisaillement

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

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

$$\alpha_{d,z} = 1,06 \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau } 3.4]$$

$$\alpha_{b,z} = 1,00 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau } 3.4]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \text{ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction} \quad [\text{Tableau } 3.4]$$

= 0 du cisaillement

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

$$F_{1,vb,Rd,z} = 32400,0 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque} \quad [6.2.2.(7)]$$

= 0 N] d'assise

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,248 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3,1 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 12000,000 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \text{ Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,250 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$\alpha_b =$	0,248	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	7479,504 [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M =$	2,000	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} =$	106,029 [daN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} =$	50,0 [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} =$	1,200	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$			
$F_{v,Rd,sm} =$	3534,292 [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	15846,401 [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,000	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} =$	2,160	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} =$	14672,594 [daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

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

$V_{Rk,c,z} =$	50106 [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z} =$	1,000	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z} =$	1,000	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z} =$	1,000	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z} =$	1,000	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z} =$	1,000	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]

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

$$V_{Rk,c,z} = 50106 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\Psi_{ucr,V,z} = 1,000 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,160 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

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

$$F_{v,Rd,c,z} = 23197,546 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,300 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 22898,300 \text{ [daN]} \quad \text{Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

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

$$F_{f,Rd} = 6869,490 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

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

$$F_{v,Rd,wg,z} = 0,000 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

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

$$V_{j,Rd,z} = 21006,65 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,050 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,050)$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$$\sigma_{\perp} = 565,865 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\tau_{\perp} = 565,865 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\tau_{yII} = 0,000 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\tau_{zII} = -70,188 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\beta_w = 0,850 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad \text{[4.5.3.(7)]}$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,194 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,194)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,297 < 1,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,297)$$

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_{u\gamma M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,194 < 1,000$	vérifié	(0,194)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z11}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	$0,276 < 1,000$	vérifié	(0,276)

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 57,6 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 260,0 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$$

$$k_{13,y} = 14,6 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{eff} = 242,9 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 42,0 \text{ [mm]} \text{ Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 11,2 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 240,0 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 1,6 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0,314 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 5108986,576 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 13632444,000 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y} \text{ SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Composant le plus faible:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Remarques

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. $50,0 \text{ [mm]} < 60,0 \text{ [mm]}$

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. $0,0 \text{ [mm]} < 100,0 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,408

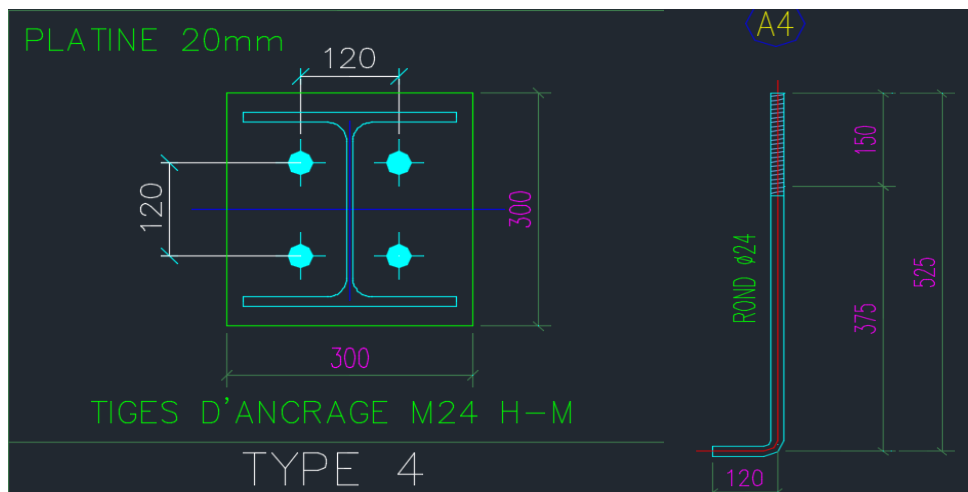
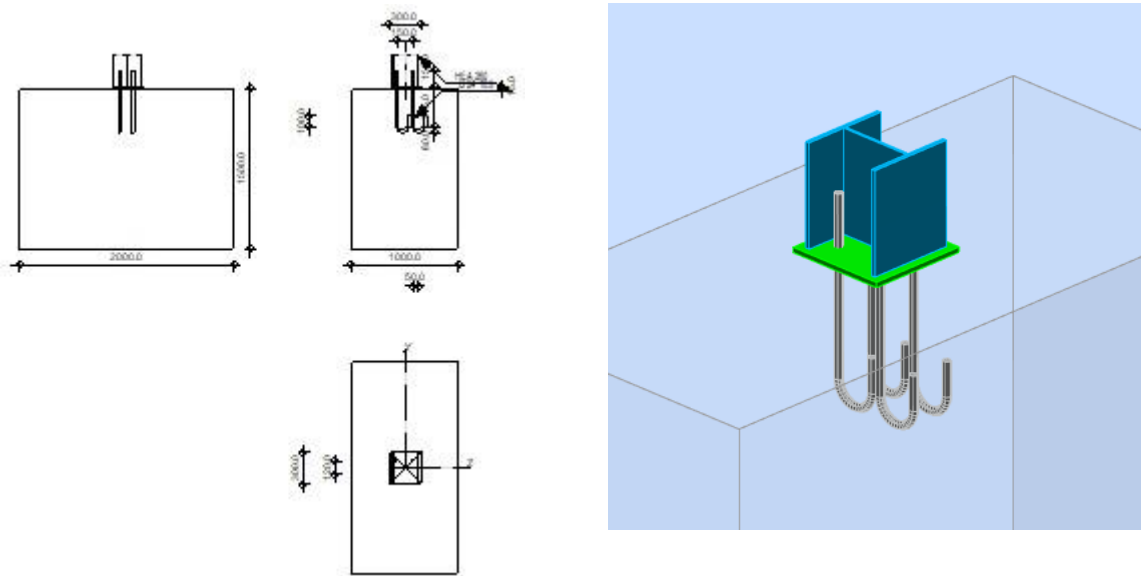


VIII.3.3 Assemblage de pieds de poteau HEA260 (poteau de gradin) :

Figure VIII.13 : Schéma d'assemblage de pieds de poteau HEA260

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	

Général

Assemblage N°: 5
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 2
Barres de la structure: 7

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 260
Barre N°: 7
 $L_c = 5,0$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,000$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 250,0$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 260,0$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 7,5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 12,5$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 24,0$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 86,8$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 10455,0$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance

$f_{uc} = 4050,000$ [daN/cm²] Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} = 300,0$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 300,0$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 15,0$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} = 2750,000$ [daN/cm²] Résistance

$f_{upd} = 4050,000$ [daN/cm²] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 6700,000$ [daN/cm²] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 10000,000$ [daN/cm²] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 24,0$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 3,5$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 4,5$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 150,0$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 120,0$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 150,0$ [mm]

$L_2 = 375,0$ [mm]

$L_3 = 120,0$ [mm]

$L_4 = 100,0$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 300,0$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 300,0$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 0,0$ [mm] Epaisseur

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,100$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,250$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,500$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 1000,0$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 2000,0$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1500,0$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 250,000$ [daN/cm²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0,0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 120,000$ [daN/cm²] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,300$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 5,0$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 5,0$ [mm] Bêche

Efforts

Cas: 21: $1,35G+1,5Q$ $1*1.350+2*1.500$

$N_{j,Ed} = -25556,342$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} = 2827,104$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -5941,556$ [daN*m] Moment fléchissant

Résultats**Zone comprimée**

COMPRESSION DU BETON

f_{cd} =	166,667 [daN/cm ²]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
f_j =	333,333 [daN/cm ²]	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 =	23,7 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
b_{eff} =	59,9 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	300,0 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
A_{c0} =	179,8 [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
A_{c1} =	1618,2 [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u}$ =	$A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u}$ =	89901,247 [daN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
β_j =	0,667	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
f_{jd} =	$\beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
f_{jd} =	333,333 [daN/cm ²]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n}$ =	457,1 [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y}$ =	179,8 [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i}$ =	$A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n}$ =	152383,099 [daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y}$ =	59934,165 [daN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL =	3,000	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{el,y}$ =	836,4 [cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y}$ =	20910,000 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y}$ =	237,5 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 88042,105 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

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

$$N_{j,Rd} = 152383,099 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{c,Rd,y} = 59934,165 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$A_b = 3,5 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de section efficace du boulon} \quad [Tableau 3.4]$$

$$f_{ub} = 10000,00 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \text{ Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [Tableau 3.4]$$

$$\beta = 0,850 \text{ Coefficient de réduction de la résistance du boulon} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 21603,600 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la rupture} \quad [Tableau 3.4]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,200 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 6700,000 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \text{ Limite de plasticité du matériau du boulon} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 19709,167 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 19709,167 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$$f_{ck} = 250,000 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \text{ Résistance caractéristique du béton à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 11,970 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \text{ Résistance de calcul à la traction} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1,000 \text{ Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$f_{ctd} = 11,970$ [daN/cm²] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_2 = 1,000$ Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$f_{bd} = 26,932$ [daN/cm²] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$h_{ef} = 375,0$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$F_{t,Rd,p} = 7614,878$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 375,0$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 27231,914$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 1125,0$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 562,5$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 15873,7$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 12450,0$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$c = 425,0$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,92$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,000$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,000$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,160$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 9163,0$ [da] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 375,0$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 27231,914$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$S_{cr,N} = 750,0$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$C_{cr,N} = 375,0$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 7830,0$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 7830,0$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 1,000$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 375,0$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / C_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 1,0$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [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]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,000$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1,000$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 1,200$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2,160$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 15128,84$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 7614,878$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$l_{eff,1} = 289,9$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 289,9$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 50,6$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 407,633$ [daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 407,633$ [daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 32228,343$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 15622,830$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 15229,756$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y} = 15229,756$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$t_{wc} = 7,5$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.3.(8)]

$b_{eff,t,wc} = 289,9$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la traction [6.2.6.3.(2)]

$A_{vc} = 28,8$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:6.2.6.(3)

$\omega = 0,757$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.3.(4)]

$F_{t,wc,Rd,y} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$

$F_{t,wc,Rd,y} = 41168,216$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = \min(F_{t,pl,Rd,y}, F_{t,wc,Rd,y})$

$F_{T,Rd,y} = 15229,756$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,168 < 1,000$ **vérifié** (0,168)

$e_y =$	232,5 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	118,8 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	75,0 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	6031,546 [daN*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)	0,985 < 1,000	vérifié	(0,985)

Cisaillement

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

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

$\alpha_{d,z} =$	0,96 / 2	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} =$	0,96 / 2	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} =$	2,50 / 0	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} =$	$k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} =$	28038,4 / 62	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [daN]	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0,248	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{sb} =$	3,5 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	10000,000 [daN/cm ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} =$	$\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{sb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} =$	7003,52 / 0	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [daN]	[6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{RK,c} =$	19792,084 [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,000	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} =$	2,160	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} =$	$k_3 \cdot N_{RK,c} / \gamma_{Mc}$		

$F_{v,Rd,cp} = 18326,004$ [daN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

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

$V_{Rk,c,z}^0 = \begin{matrix} 73251 \\ ,628 \end{matrix}$ [da N] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 1,000$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,000$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 1,000$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,000$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,000$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,000$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,160$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 33912,791$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,300$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 25556,342$ [daN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

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

$F_{f,Rd} = 7666,903$ [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

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

$F_{v,Rd,wg,z} = 0,000$ [daN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

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

$V_{j,Rd,z} = 35680,983$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,079 < 1,000$ **vérifié** (0,079)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	847,233 [daN/cm ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	847,233 [daN/cm ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,000 [daN/cm ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	125,649 [daN/cm ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,850	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,291 < 1,000	vérifié	(0,291)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,445 < 1,000	vérifié	(0,445)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,402 < 1,000	vérifié	(0,402)

Rigidité de l'assemblage**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	59,9 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	300,0 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$			
$k_{13,y} =$	16,0 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	289,9 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	50,6 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} =$	6,4 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	219,0 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,y} =$	2,6 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,525	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	788480,193 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	13173300,000 [daN*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)]

Composant le plus faible:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

Remarques

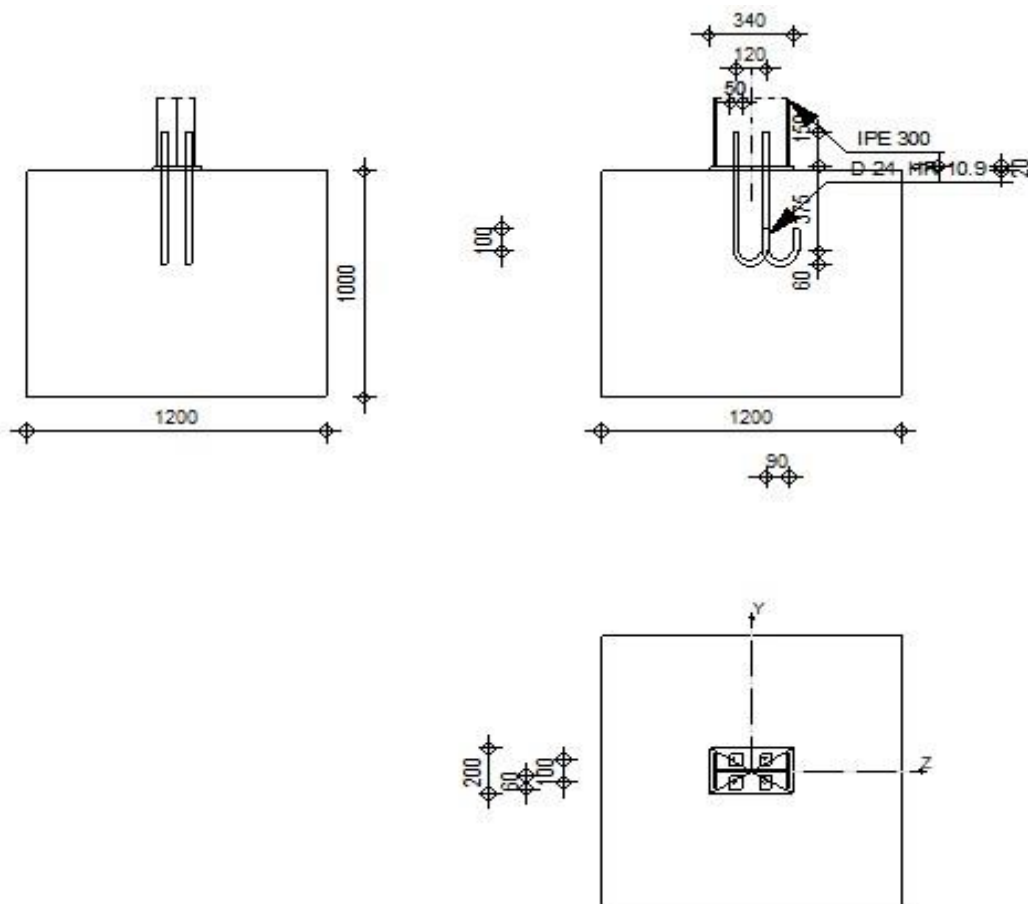
Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.

$$60,0 \text{ [mm]} < 72,0 \text{ [mm]}$$

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.

$$100,0 \text{ [mm]} < 120,0 \text{ [mm]}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,985
--	-------	-------

VIII.4 Assemblage pieds de poteau en IPE300 (potelets)**Figure VIII.14** : Schéma d'assemblage pieds de poteau en IPE300



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

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

Design Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio
0,29**Général**

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 1303
 Barres de la structure: 1190

Géométrie**Poteau**

Profilé: IPE 300
 Barre N°: 1190
 $L_c = 12,73$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 300$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 150$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 15$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 0,01$ [m²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 0,00$ [m⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

 $f_{yc} = 2750,00$ [daN/cm²] Résistance $f_{uc} = 4050,00$ [daN/cm²] Résistance ultime du matériau**Platine de prescellement**

$l_{pd} = 340$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 200$ [mm] Largeur

Platine de prescellement

$l_{pd} = 340$ [mm] Longueur

$t_{pd} = 20$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} = 2750,00$ [daN/cm²] Résistance

$f_{upd} = 4050,00$ [daN/cm²] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 9000,00$ [daN/cm²] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 12000,00$ [daN/cm²] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 0,00$ [m²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 0,00$ [m²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 120$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 100$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 150$ [mm]

$L_2 = 375$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

$L_4 = 100$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 50$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 3$ [mm] Epaisseur

Semelle isolée

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 250,00$ [daN/cm²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 120,00$ [daN/cm²] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 4$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

Efforts

Cas: 5: EY

$N_{j,Ed} = -102,45$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -1,24$ [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -169,87$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -887,83$ [daN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -8,90$ [daN*m] Moment fléchissant

Résultats**Zone comprimée****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = \frac{166,6}{7} \text{ [daN/c m}^2\text{]}$	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = \frac{333,3}{3} \text{ [daN/c m}^2\text{]}$	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 33 \text{ [mm]}$	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 64 \text{ [mm]}$	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 200 \text{ [mm]}$	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 0,01 \text{ [m}^2\text{]}$	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 0,11 \text{ [m}^2\text{]}$	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 63866,25 \text{ [daN]}$	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)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 333,33 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 0,04 \text{ [m}^2\text{]}$	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 0,01 \text{ [m}^2\text{]}$	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 0,01 \text{ [m}^2\text{]}$	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 137112,77 \text{ [daN]}$	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 42577,50 \text{ [daN]}$	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 42577,50 \text{ [daN]}$	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]
$W_{pl,y} = 0,00 \text{ [m}^3\text{]}$	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = \frac{17279,9}{0} \text{ [daN*m]}$	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 289 \text{ [mm]}$	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 59730,04 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$W_{pl,z} = 0,00 \text{ [m}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \begin{array}{l} \text{EN1993-1-} \\ \text{1:[6.2.5.(2)]} \end{array}$$

$$M_{c,Rd,z} = 3443,5 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,z} = 100 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 34435,50 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

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

$$N_{j,Rd} = 137112,77 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{c,Rd,y} = 42577,50 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{c,Rd,z} = 34435,50 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$A_b = 0,00 \text{ [m}^2\text{]} \text{ Aire de section efficace du boulon} \quad \begin{array}{l} \text{[Tableau} \\ \text{3.4]} \end{array}$$

$$f_{ub} = 12000,0 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \text{ Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad \begin{array}{l} \text{[Tableau} \\ \text{3.4]} \end{array}$$

$$\text{Beta} = 0,85 \text{ Coefficient de réduction de la résistance du boulon} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 25924,32 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 9000,00 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \text{ Limite de plasticité du matériau du boulon} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 26475,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 25924,32 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$$f_{ck} = 250,0 \text{ [daN/cm}^2 \text{ Résistance caractéristique du béton à la compression]} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 11,9 \text{ [daN/cm}^2 \text{ Résistance de calcul à la traction]} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 26,93 \text{ [daN/cm}^2 \text{ Adhérence de calcul admissible]} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 375 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi * d * h_{ef} * f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 7614,88 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$$h_{ef} = 367 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 26329,25 \text{ [daN]} \text{ Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 1100 \text{ [mm]} \text{ Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 550 \text{ [mm]} \text{ Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 1,46 \text{ [m}^2 \text{ Aire de surface maximale du cône]} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 1,44 \text{ [m}^2 \text{ Aire de surface réelle du cône]} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0,9 \text{ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = 540 \text{ [mm]} \text{ Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = \begin{matrix} 0,9 \\ 9 \end{matrix} \text{ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ec,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \text{ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les} \quad \text{CEB [9.2.4]} \\ \text{= } \quad \quad \quad \text{0 boulons d'ancrage}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^{0.0} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = \begin{matrix} 11924, \\ 24 \end{matrix} \text{ [da N]} \quad \text{Résistance de calcul du boulon d'ancrage à} \quad \text{EN 1992-} \\ \text{= } \quad \quad \quad \text{l'arrachement du cône de béton} \quad \quad \quad \text{1:[8.4.2.(2)]}$$

FENDAGE DU BETON

$$h_{ef} = 375 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/\text{mm}^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 27231,91 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$s_{cr,N} = 750 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c_{cr,N} = 375 \text{ [mm]} \quad \text{Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N0} = 0,74 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 0,74 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons} \quad \text{CEB [9.2.5]} \\ \text{= } \quad \quad \quad \text{d'ancrage}$$

$$c = \begin{matrix} 375 \\ \text{[mm]} \end{matrix} \quad \text{Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]} \\ \text{= } \quad \quad \quad$$

$$\psi_{ec,N} = \begin{matrix} 1,0 \\ 0 \end{matrix} \quad \text{Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les} \quad \text{CEB [9.2.5]} \\ \text{= } \quad \quad \quad \text{0 boulons d'ancrage}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\psi_{h,N} = 1,20$	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]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^{0.9} \psi_{A,N} \psi_{s,N} \psi_{ec,N} \psi_{re,N} \psi_{ucr,N} \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 15128,8$ $= \frac{15128,8}{4}$	[daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 7614,88 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 199$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 199$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 42$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 546,42$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 546,42$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 52133,41$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 20172,22$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 15229,76$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} = 15229,76$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 199$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 199$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 42$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 546,42$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 546,42$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 52133,41$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$l_{eff,1} = 199 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$F_{T,2,Rd} = 20172,22 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 15229,76 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 15229,76 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$$t_{wc} = 7 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.3.(8)]$$

$$b_{eff,t,wc} = 199 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la traction} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$A_{vc} = 0,0 \text{ [m}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,8/5 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.3.(4)]$$

$$F_{t,wc,Rd,y} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{t,wc,Rd,y} = 32878,34 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$t_{wc} = 7 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.3.(8)]$$

$$b_{eff,t,wc} = 199 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la traction} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$A_{vc} = 0,0 \text{ [m}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,8/5 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.3.(4)]$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = 32878,34 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = \min(F_{t,pl,Rd,y}, F_{t,wc,Rd,y})$$

$$F_{T,Rd,y} = 15229,76 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$$

$F_{T,Rd,z} = 15229,76$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$e_y = 8666$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 138$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 60$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 3065,35$ [daN*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)	$0,29 < 1,00$	vérifié	(0,29)
$e_z = 87$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 50$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 50$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 2185,56$ [daN*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)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,29 < 1,00$	vérifié	(0,29)

Cisaillement

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

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

$\alpha_{d,y} = 0,6/4$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,6/4$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,5/0$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

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

$F_{1,vb,Rd,y} = 24923,0/8$ [da N] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

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

$\alpha_{d,z} = 1,4$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,0$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,5$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

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

$F_{1,vb,Rd,z} = 38880,0$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 0,00$ [m²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 12000,00$ [daN/cm²] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

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

$F_{2,vb,Rd} = 10770,4$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 25756,36$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

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

$F_{v,Rd,cp} = 23848,48$ [daN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y} = 10783$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,v,y} = 0,65$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,v,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

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

$V_{Rk,c,y}^0 = 10783$ $= 9,51$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{s,V,y} = 0,90$	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]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 29291,94$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

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

$V_{Rk,c,z}^0 = 104911$ $= ,85$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,68$	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)]
$\psi_{s,V,z} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 29804,00$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 102,45 \text{ [daN]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

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

$$F_{f,Rd} = 30,74 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

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

$$F_{v,Rd,wg,y} = 0,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

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

$$F_{v,Rd,wg,z} = 0,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

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

$$V_{j,Rd,y} = 43112,68 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

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

$$V_{j,Rd,z} = 43112,68 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$$\sigma_{\perp} = 163,85 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 163,85 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = -0,05 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = -7,62 \text{ [daN/cm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{\text{eff}} = 64 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{\text{eff}} = 200 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}})} / (1.275 \cdot E)$$

$$k_{13,y} = 14 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{\text{eff}} = 199 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 42 \text{ [mm]} \text{ Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{\text{eff}} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 9 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 227 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 2 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 1,18 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,\text{ini},y} = 1426824,64 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,\text{rig},y} = 4135138,42 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{ini},y} < S_{j,\text{rig},y} \text{ SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$$

$$k_{13,z} = 14 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{\text{eff}} = 199 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 42 \text{ [mm]} \text{ Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{\text{eff}} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 9 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 227 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,z} = 2 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$\lambda_{0,z} =$	4,38	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	629659,72 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	298789,02 [daN*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:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

Remarques

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. 60 [mm] < 72 [mm]

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 100 [mm] < 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,29

Chapitre IX : Protection de la structure

IX.1 Protection anti incendies

Introduction :

Les matériaux et systèmes résistants au feu sont conçus pour empêcher ou retarder l'élévation de température dans l'acier de construction afin que les éléments en acier puissent conserver une résistance adéquate pendant la durée requise. Idéalement, cette durée permet d'évacuer en toute sécurité les zones touchées et de mener les opérations de lutte contre l'incendie, y compris la recherche et le sauvetage.

En minimisant le risque qu'un incendie se produise, et protéger la vie et minimiser l'étendue de la destruction si un tel un incendie se produit, sont des objectifs importants pour la conception de tout bâtiment.

IX.1.1 Effet de la température sur l'acier

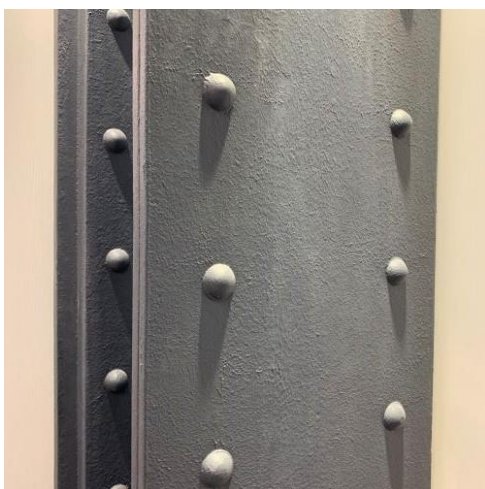
Même les matériaux incombustibles comme l'acier peuvent être affectés par des températures élevées. Cependant, comme les éléments de structure ne sont généralement pas chargés à leur pleine résistance de conception, même l'acier nu peut avoir une capacité de charge suffisante pour résister aux effets du feu.

En général, l'acier de construction conserve 60 % de sa limite d'élasticité à température ambiante à 1000 °F - et la plupart des incendies de bâtiments dépassent cette température à un moment donné.

De nombreux matériaux et systèmes de ce type ont obtenu de bons résultats lors des essais. Les entrepreneurs doivent prendre grand soin de tous les installer correctement tout en conservant l'intégrité physique qui leur permet de si bien isoler.

IX.1.2 Comportement des aciers exposés au feu

L'acier est un matériau durable, incombustible et résistant au feu. Lorsqu'elle est correctement conçue et construite, la charpente en acier peut préserver son intégrité structurelle en cas d'incendie et d'exposition à des températures élevées prolongées. Le Code international du bâtiment (IBC) et d'autres codes du bâtiment actuels contiennent des critères normatifs permettant de déterminer quand et quelles exigences s'appliquent aux différents types de construction, hauteurs, zones et occupations.



IX.1.3 Mesures adoptées contre les incendies

- Revêtements intumescents



Les revêtements intumescents sont des mélanges à base d'époxy, semblables à de la peinture, appliqués sur la surface de l'acier apprêtée. Lorsqu'ils sont soumis à une chaleur élevée, ces revêtements se dilatent jusqu'à atteindre plusieurs fois leur épaisseur initiale, formant une couverture isolante qui protège l'élément en acier de la chaleur. Ces revêtements permettent d'obtenir un classement au feu allant jusqu'à quatre heures.

- **Gypse**



Le gypse est couramment utilisé pour la protection contre l'incendie, et il est disponible dans une variété de formats. L'ajout d'agrégats minéraux légers tels que la vermiculite et la perlite peut augmenter considérablement l'efficacité des systèmes de protection contre l'incendie à base de gypse.

Le plâtre peut être appliqué sur du métal ou des lattes de gypse. Si votre projet utilise du plâtre de gypse, l'entrepreneur doit s'assurer d'installer correctement le lattis, puis d'appliquer l'épaisseur requise du mélange correctement proportionné.

- **Revêtements conventionnels matériaux ignifuges appliqués par pulvérisation (SFRM)**



Les matériaux de protection contre le feu les plus utilisés pour l'acier de construction sont les fibres minérales et autres matériaux cimentaires qui sont pulvérisés directement sur les contours des poutres, des colonnes, des poutrelles et des planchers et toitures. Les matériaux ignifuges appliqués par pulvérisation (SFRM) dilatent et isolent l'acier de construction pour prévenir les défaillances qui peuvent résulter d'une augmentation rapide des températures. Les SFRM sont généralement utilisés lorsque l'acier est caché, par exemple au-dessus du plafond d'une pièce ou derrière une cloison sèche.

- **Systèmes de plafonds suspendus**



Les systèmes de plafonds suspendus protègent les planchers, les poutres et les poutrelles. UL publie des indices de résistance au feu pour chacun des systèmes exclusifs disponibles.

Lorsque vous envisagez d'utiliser un système de plafond suspendu, n'oubliez pas de protéger soigneusement les ouvertures destinées aux appareils d'éclairage, aux diffuseurs d'air et aux accessoires similaires. Le fabricant fournira des instructions spécifiques pour faciliter cette protection ainsi que l'intégration des dalles de plafond, de l'ossature et des systèmes de suspension. Veillez à bien suivre ces instructions.

Dans le cas de fermes et/ou de poutres de transfert de charge qui supportent les charges de plus d'un étage, les codes du bâtiment peuvent ne pas autoriser l'utilisation de systèmes de plafonds suspendus.

- **Béton et maçonnerie**



Au cours des décennies passées, le béton était le matériau le plus utilisé pour la protection incendie des charpentes métalliques, bien que sa conductivité thermique relativement élevée n'en fasse pas un choix particulièrement efficace. Par conséquent, le béton n'est plus largement utilisé à des fins de protection contre l'incendie.

Une exception notable est l'utilisation croissante des constructions composites, telles que les colonnes d'acier enrobées de béton. Le béton et la maçonnerie sont également parfois utilisés pour protéger les poteaux en acier à des fins architecturales ou lorsqu'une résistance substantielle aux dommages physiques est requise.

L'AISI propose des informations sur la résistance au feu des poteaux en acier encastrés dans du béton ou protégés par des couvertures de poteaux en béton préfabriqué. Des informations sur l'utilisation de la maçonnerie en béton ou de la brique sont disponibles auprès de la National Concrete Masonry Association et du Brick Institute of America, respectivement.

IX.2 Protection anti corrosion

Introduction :

La prévention de la corrosion sur l'acier de construction est essentielle pour l'intégrité globale et l'esthétique de la structure. Que l'acier de construction soutienne un pont, un bâtiment commercial ou une usine, les propriétaires d'actifs doivent pouvoir compter sur l'infrastructure à long terme. La corrosion constitue un risque pour cette infrastructure.

Il est nécessaire d'évaluer les meilleurs moyens de mettre en œuvre une protection contre la corrosion pour l'acier qui soutient l'actif. Nous expliquerons ici le rôle que joue l'environnement de service dans la protection contre la corrosion, puis nous décrirons les méthodes de conception et les systèmes de revêtement qui garantiront la protection de l'acier de construction contre la corrosion pour les décennies à venir.

IX.2.1 Comprendre l'exposition de l'acier de construction

Avant de mettre en place un système de prévention de la corrosion pour l'acier de construction, les propriétaires d'actifs doivent comprendre l'ampleur de la corrosion à laquelle l'acier sera confronté. Par exemple, un pont en eau salée exposé à l'humidité stagnante et aux électrolytes présente un risque de corrosion plus élevé qu'une poutre de structure interne dans un bâtiment commercial. Les deux ont besoin d'une protection contre la corrosion, mais à des niveaux différents.

Les propriétaires d'actifs veulent la plus haute protection disponible, mais se lancer dans un système de prévention de la corrosion intense alors qu'une protection contre la corrosion légère est nécessaire coûtera de l'argent et du temps supplémentaires qui pourraient être dépensés ailleurs. Évaluez le risque de corrosion auquel le bien sera confronté et protégez à ce niveau, mais sans excès.

IX.2.2 Considérations relatives à la sélection et à la conception de l'acier pour la prévention de la corrosion

Avant qu'une équipe de revêtement n'applique un seul composant, les propriétaires de biens peuvent mettre en œuvre des méthodes de prévention de la corrosion en choisissant l'acier et la conception en connaissance de cause. Les revêtements seuls ne sont pas efficaces pour protéger l'acier de construction contre toutes les formes de corrosion. Par exemple, les revêtements sont efficaces pour contrôler la corrosion uniforme, mais ils sont moins efficaces pour contrôler les

attaques localisées telles que les piqûres. Utilisez les conseils suivants sur le choix de l'acier et les considérations de conception pour préparer un système de revêtement à la réussite.

IX.2.3 Choix de l'acier

La qualité de l'acier lui-même peut avoir une incidence sur la prévention de la corrosion. L'acier fortement allié est naturellement plus résistant à la corrosion que l'acier faiblement allié (bien qu'il faille tout de même lui appliquer des revêtements protecteurs) et il est plus cher. Si les propriétaires de biens choisissent un acier faiblement allié plus abordable, il faudra probablement un système de revêtement plus complet pour lutter efficacement contre la corrosion.

La lutte contre la corrosion n'est qu'une partie du processus de sélection de l'acier. Les propriétaires de biens doivent équilibrer ces besoins avec l'utilisation finale de l'élément en acier, son coût initial et ses coûts de maintenance futurs.

IX.2.4 Considérations de conception

La conception de l'acier de construction peut également prévenir la corrosion. Ces facteurs de conception ne joueront aucun rôle dans le revêtement ou le renouvellement du revêtement d'une structure déjà construite, mais il est important de les connaître car leur non-respect entraîne un risque accru de corrosion.

Pour une nouvelle structure, gardez ces considérations de conception à l'esprit dès le début du processus :

- ✦ Réduire l'exposition à l'atmosphère. Toute zone où l'exposition à l'atmosphère peut être limitée aidera le système global de prévention de la corrosion.
- ✦ Rester à l'écart des métaux dissemblables.
- ✦ Empêcher l'accumulation d'eau.
- ✦ Éviter les irrégularités de surface. Il s'agit notamment des crevasses, des arêtes vives et des zones inaccessibles, qui sont difficiles à revêtir et à inspecter - et qui présentent également un risque élevé de corrosion.

IX.2.5 Des revêtements protecteurs pour se défendre contre la corrosion

Les revêtements - la première ligne de défense - jouent un rôle majeur dans la protection de l'acier de construction contre la corrosion. Nous décrivons ici les normes de préparation des surfaces, les systèmes de revêtement et les méthodes d'application pour un système efficace de protection contre la corrosion.

IX.2.6 Normes de préparation des surfaces pour l'acier de construction

Les normes de préparation de surface privilégiées pour l'acier de construction sont le sablage au métal blanc SP 5 ou le sablage quasi-blanc SP 10. Le nettoyage à l'aide d'outils manuels ou le sablage à la brosse sont toujours possibles, mais les normes strictes pour ce type de préparation de surface doivent être respectées pour obtenir les performances souhaitées du système.

IX.2.7 Options de revêtement pour différents niveaux d'exposition environnementale

Le système de revêtement le mieux adapté dépend de la corrosivité de l'environnement. Voici les options les plus appropriées pour chaque type d'environnement.

- **Environnements hautement corrosifs**

Pour les environnements présentant une forte humidité, une atmosphère chimique ou une exposition à l'eau salée, un système zinc-époxy-uréthane est le choix le plus courant. Le zinc assure la protection cathodique de l'acier et se sacrifie avant le substrat. Les primaires de zinc inorganiques offrent une meilleure protection cathodique que les primaires de zinc organiques, mais les organiques sont plus faciles à appliquer. L'apprêt au zinc est ensuite recouvert d'un intermédiaire époxy, puis d'une couche de finition en uréthane pour la rétention de la couleur et la brillance.

- **Environnements modérément corrosifs**

Une grande variété de systèmes de revêtement époxy fonctionne bien dans les environnements de service présentant un risque de corrosion modéré. Le système de revêtement offre toujours une protection contre la corrosion (mais pas aussi bien qu'un système avec un revêtement riche en zinc) et est facile à appliquer. Les revêtements époxy sont également tolérants à la surface, ce qui signifie qu'ils peuvent être appliqués sur une surface rouillée très adhérente qui n'a pas pu être décapée jusqu'à l'acier nu (ce qui en fait un choix viable pour les travaux de renouvellement de revêtement).

- **Environnements légèrement corrosifs**

Dans les environnements intérieurs ou contrôlés avec peu ou pas d'exposition aux produits chimiques ou à l'humidité, les acryliques mono composants à base d'eau sont un choix approprié. Elles ont une faible odeur, sont faciles à travailler et ne nécessitent qu'un nettoyage à l'eau et au savon. Pour les environnements peu corrosifs, ce système de revêtement sera performant (par rapport à un système de revêtement plus étendu qui en ferait trop).

IX.2.8 Le rôle des méthodes d'application

Les méthodes d'application - généralement au pinceau, au rouleau ou au pistolet - doivent également être prises en compte lors du choix d'un système de revêtement. Certains revêtements sont plus performants lorsqu'ils sont pulvérisés, mais les restrictions environnementales peuvent ne pas autoriser la pulvérisation sur le terrain (pour éviter les débordements). Le fait de connaître les limites d'application du substrat évitera aux propriétaires d'actifs de choisir le système de revêtement le mieux adapté pour découvrir ensuite qu'il ne peut pas être appliqué selon la méthode prévue.

Bibliographie

- Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- Règles Parasismiques Algérien : RPA 99/version 2003.
- Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie- Parasismique, 2003.
- Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. Lahlou Dahmani. Office des publications universitaires, 2017.
- Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008
- Fire Protection Basics. monica stockmann, leed ap, september 2009.
- Handbook Of Structural Steelwork, Eurocode Edition, British Contructional Steelwork Association Ltd, 2013.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Calcul des Ouvrages en Béton Armé. M. Belazougui. Office des publications universitaires, 1986.

Annexes

Catégories de terrain

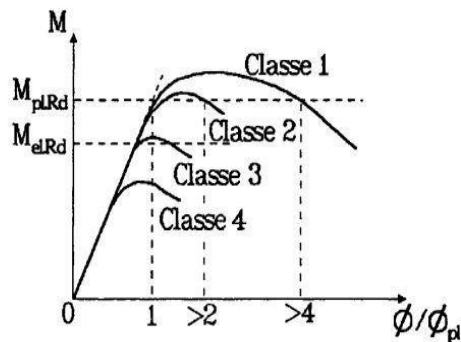
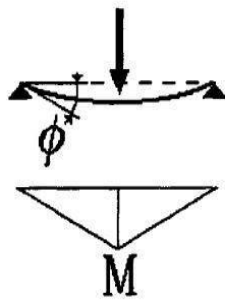
Catégorie de terrain	K_T	$z_0(m)$	$z_{\min}(m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

Principe de classification des sections (Flexion simple)

(1) Quatre classes de sections transversales sont définies:

- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets dévoiement local.

(1) C Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



Activer Windows

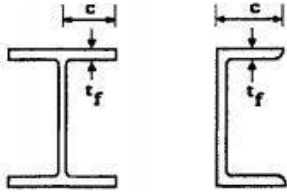
Appuyez sur les paramètres de rotation pour plus

Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes

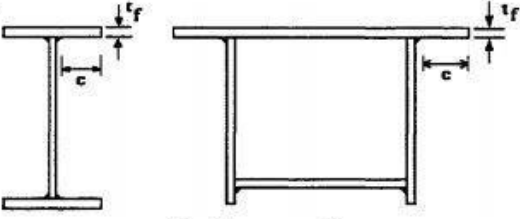
Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées			
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)					
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$		
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) / \sqrt{-\psi}$		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	ε	1	0,92	0,81	

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

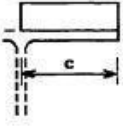
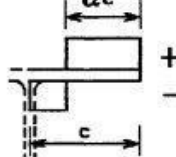
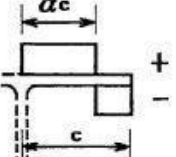
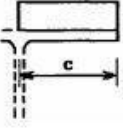
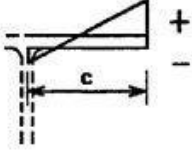
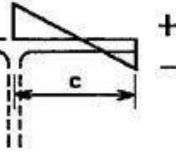
(b) Parois semelles en console :



Sections laminées



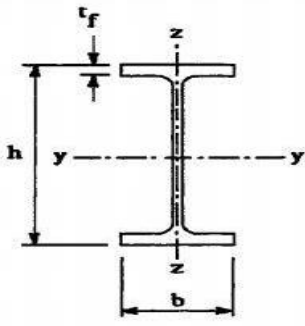
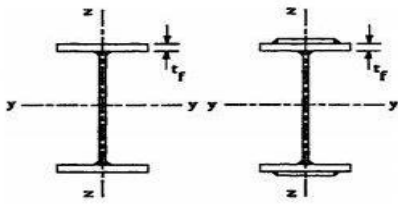
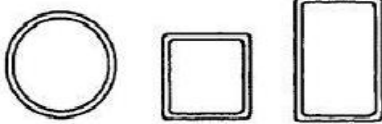
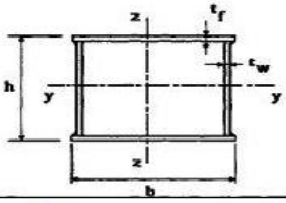
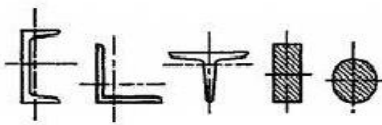
Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

<p>d) <u>Cornières</u></p> <p>Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)</p>				<p>(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)</p>	
Classe		Section comprimée			
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)					
(e) <u>Sections tubulaires</u>					
Classe		Section fléchie et/ou comprimée			
1		$d/t \leq 50\epsilon^2$			
2		$d/t \leq 70\epsilon^2$			
3		$d/t \leq 90\epsilon^2$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	ϵ	1	0,92	0,81	
	ϵ^2	1	0,85	0,66	

Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

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

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b


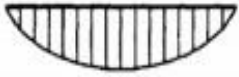
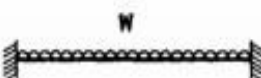
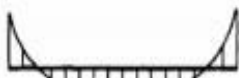
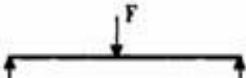
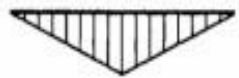
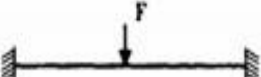

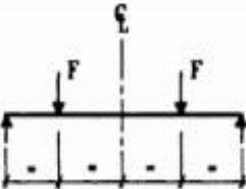

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	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

Section en cm² de N armatures de diametre Ø(mm)

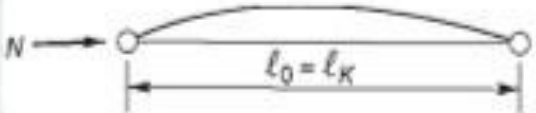
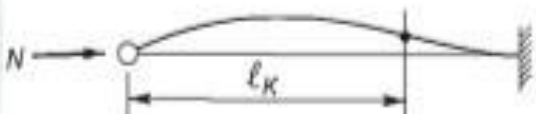
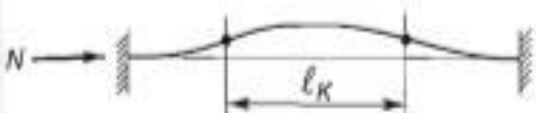
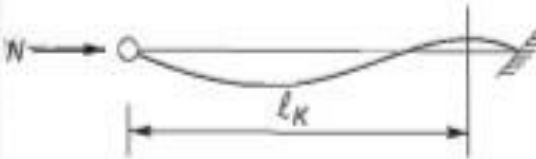



Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Tableau F.1.2

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis

Conditions d'appuis	m	ℓ_K
<p>• Sans déplacements des extrémités</p> 	1	ℓ_0
 <p>encastrement parfait</p>	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
 <p>encastrement élastique</p>	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
<p>• Avec liberté de déplacements aux extrémités</p> 	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	ℓ_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

Coefficient de topographie

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales

A		B		C		D		E	
$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Coefficient de pression extérieure pour toiture à deux versants

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6		-0.3		-0.3	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	

Valeurs de coefficient de forme en fonction de la pente Pour une toiture simple à deux versants sans obstacles de retenue

(α) pente du versant (en $^\circ$)	$0 \leq \alpha \leq 15$	$15 < \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ_1	0.8	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
Coefficient μ_2	0.8	$0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Valeurs de la section de résistance A_s des boulons à la traction

Diamètre nominale du boulon $d(mm)$	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s(mm^2)$	115	157	192	245	303	353	459	561

Caractéristique mécanique des boulons 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

Caractéristique mécanique des boulons HR

Appellation	$f_{ub}(N/mm^2)$	$f_{yb}(N/mm^2)$
HR 10.9	1000	900
HR 8.8	800	640

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pinces

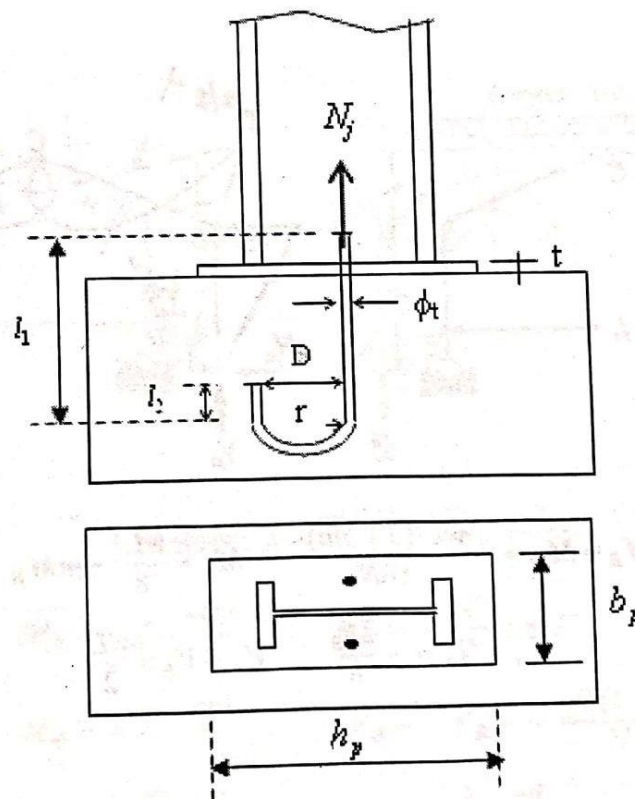
Diamètre nominal d _b (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A _s (mm ²)
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

Les Dimensions des différents boulons

Valeurs des efforts normaux admissibles, N_j^{\max} (daN) par tige d'ancrage et leurs diamètres donnés en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage:

ϕ_t	D	l_1	l_2	l_f	N_j^{\max}
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

l_f : longueur filetée.



Poteau articulé

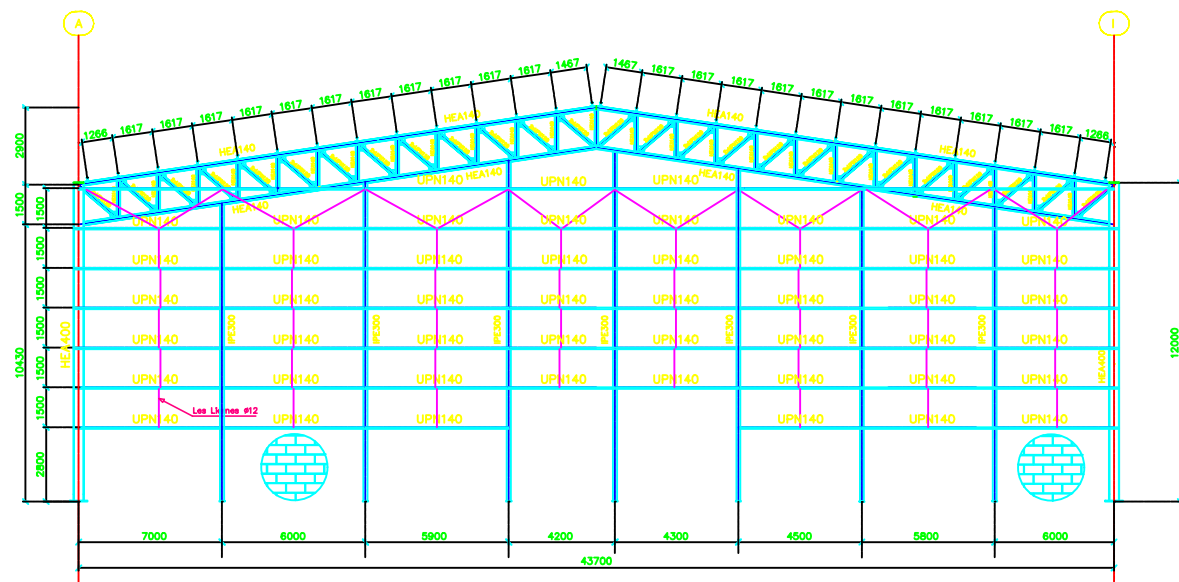
Prédimensionnement des pieds de poteau articulés sous compression axiale (Acier S235/Béton C25/30):

Profils IPE

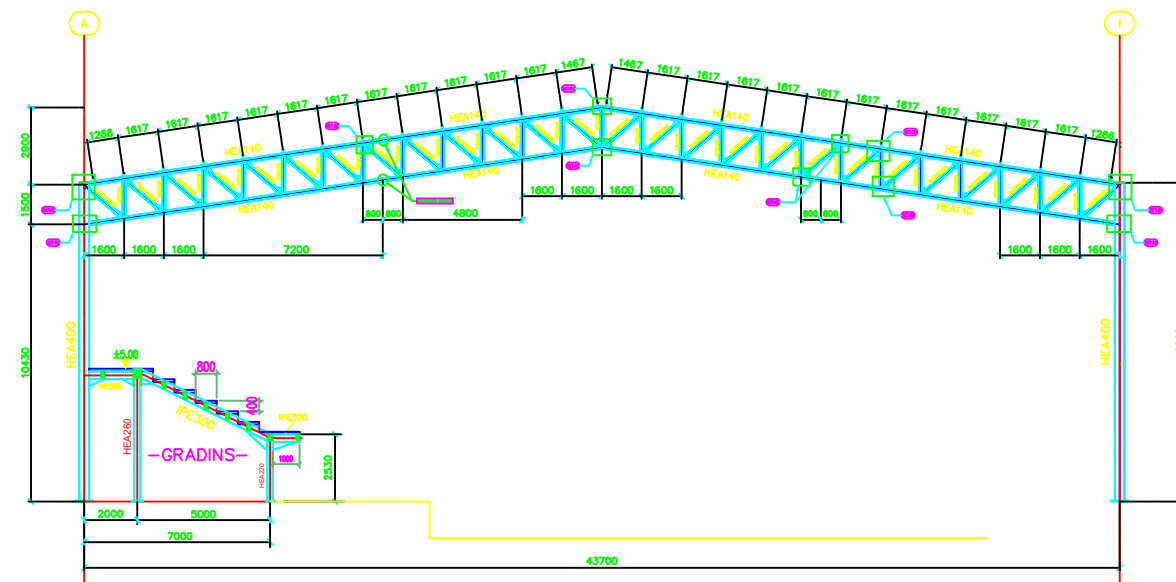
Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$									$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$								
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)				
	$N_{pl,Rd}$ (kN)		N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r		d_r	N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r
IPE80	180	45	95	60	8	C	145	90	100	90	105	75	8	E	160	115	100		
IPE100	243	61	115	70	8	C	175	105	100	121	130	85	8	E	195	130	100		
IPE120	310	78	135	80	8	C	205	120	100	155	150	95	8	E	225	145	100		
IPE140	386	97	155	90	8	C	235	135	100	193	175	105	8	E	265	160	100		
IPE160	472	118	175	100	8	C	265	150	100	236	195	120	8	E	295	180	100		
IPE180	563	141	200	110	8	C	300	165	100	261	220	130	10	E	330	195	110		
IPE200	669	167	220	120	8	C	330	180	110	335	240	140	10	E	360	210	120		
IPE220	784	196	240	130	8	C	360	195	120	392	265	155	10	E	400	235	135		
IPE240	919	230	260	140	8	C	390	210	130	460	290	170	12	E	435	255	145		
IPE270	1080	270	295	160	8	C	445	240	150	540	295	160	18	C	445	240	150		
IPE300	1265	316	325	175	8	C	490	265	165	632	325	175	20	C	490	265	165		
IPE330	1471	368	355	185	8	C	535	280	180	736	355	185	20	C	535	280	180		
IPE360	1709	427	390	200	8	C	585	300	195	855	390	200	22	C	585	300	195		
IPE400	1985	496	430	210	8	C	645	315	215	992	430	210	22	C	645	315	215		
IPE450	2322	581	480	220	8	C	720	330	240	1161	480	220	24	C	720	330	240		
IPE500	2715	679	535	235	8	C	805	355	270	1357	535	235	26	C	805	355	270		
IPE550	3159	790	585	245	8	C	880	370	295	1579	585	245	28	C	880	370	295		
IPE600	3666	916	640	260	10	C	960	390	320	1833	640	260	28	C	960	390	320		

Profils HEA

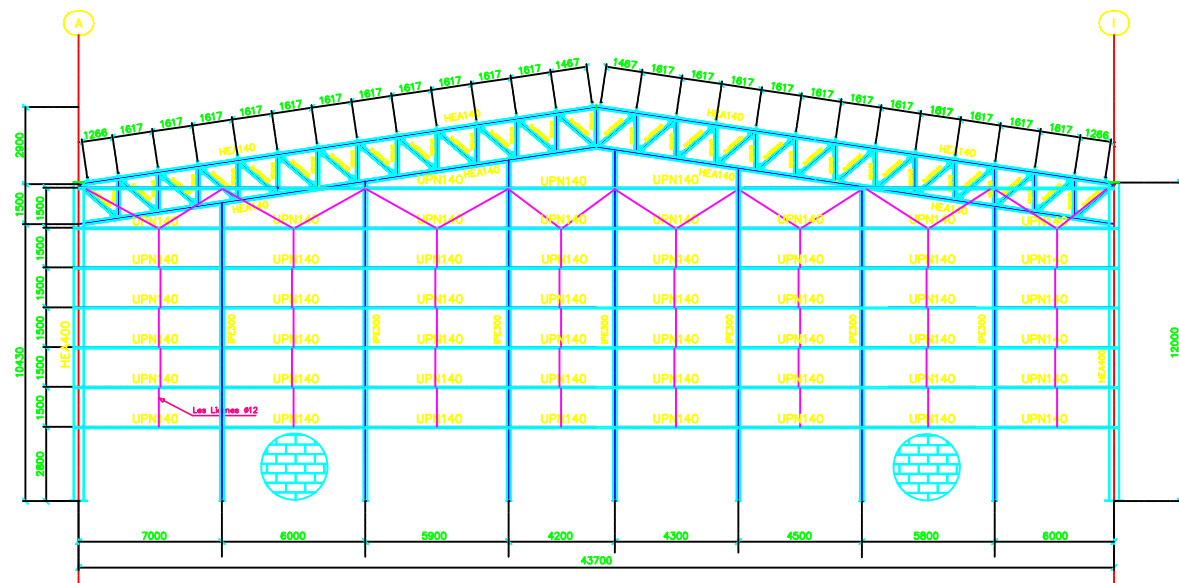
Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$									$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$								
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial	Platine (mm)				Fondation (mm)				
	$N_{pl,Rd}$ (kN)		N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r		d_r	N_{Sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r
HEA100	499	125	115	120	8	C	175	180	100	250	140	140	10	E	210	210	100		
HEA120	595	149	130	140	8	C	195	210	100	298	155	160	10	E	235	240	100		
HEA140	738	185	150	160	8	C	225	240	100	369	180	185	10	E	270	280	100		
HEA160	911	228	170	180	8	C	255	270	100	456	200	210	12	E	300	315	100		
HEA180	1063	266	190	200	8	C	285	300	100	532	220	230	12	E	330	345	110		
HEA200	1265	316	210	220	8	C	315	330	105	633	245	255	12	E	370	385	125		
HEA220	1512	378	235	245	8	C	355	370	120	756	270	280	14	E	405	420	135		
HEA240	1806	451	255	265	8	C	385	400	130	903	295	305	16	E	445	460	150		
HEA260	2040	510	275	285	8	C	415	430	140	1020	315	325	16	E	475	490	160		
HEA280	2286	571	300	310	8	C	450	465	150	1143	300	310	28	C	450	465	150		
HEA300	2644	661	320	330	8	C	480	495	160	1322	320	330	30	C	480	495	160		
HEA320	2923	731	345	335	10	C	520	505	175	1461	390	380	18	E	585	570	195		
HEA340	3127	784	365	335	10	C	550	505	185	1568	415	385	20	E	625	580	210		
HEA360	3355	839	385	335	10	C	580	505	195	1677	435	385	20	E	655	580	220		
HEA400	3736	934	430	340	10	C	645	510	215	1868	485	395	22	E	730	595	245		
HEA450	4184	1046	485	345	10	C	730	520	245	2092	540	400	24	E	810	600	270		
HEA500	4642	1161	540	350	12	C	810	525	270	2321	595	405	24	E	895	610	300		
HEA550	4976	1244	590	350	12	C	885	525	295	2488	590	350	38	C	885	525	295		
HEA600	5322	1330	640	350	12	C	960	525	320	2661	640	350	38	C	960	525	320		
HEA650	5678	1420	695	355	12	C	1045	535	350	2839	695	355	38	C	1045	535	350		
HEA700	6121	1530	745	355	12	C	1120	535	375	3061	745	355	40	C	1120	535	375		
HEA800	6717	1679	850	360	12	C	1275	540	425	3358	850	360	38	C	1275	540	425		
HEA900	7532	1883	950	360	12	C	1425	550	475	3766	950	360	40	C	1425	540	475		



AXE 1

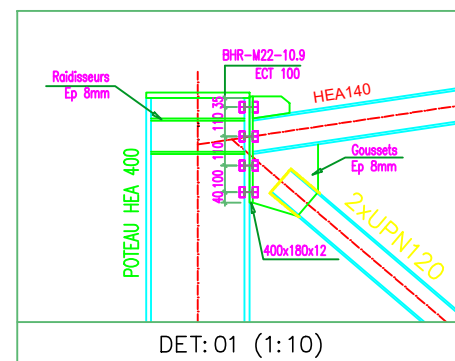


AXES 2 A 8

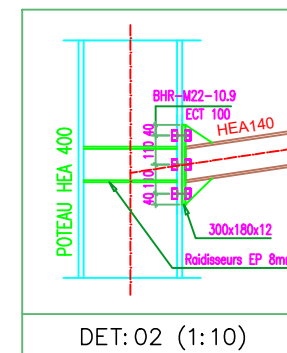


AXE 9

NOTES
MAÇONNERIE EN PARPAING DE 20CM.



DET:01 (1:10)



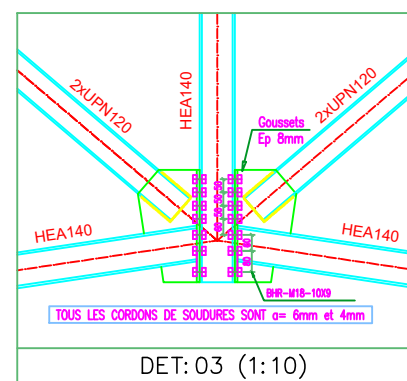
DET:02 (1:10)

NOTES IMPORTANTES

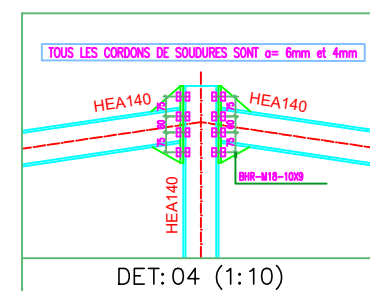
Pour les épaisseurs des < δ 12mm
 Cordon de soudure: $a = 0.7 \times \min(e_1, e_2)$
 Pour les épaisseurs > 14 mm la soudure soit être interprétée

Tableau: SERRAGE DES BOULONS HR

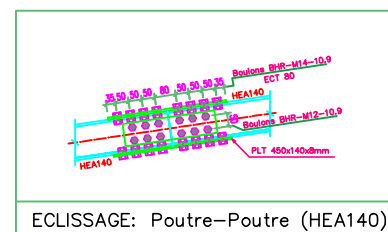
Diamètre du boulon (mm)	12		14		16		18		20		22		24		27		30	
	13	16	18	20	22	24	28	30	33	35	38	42	45	48	52	56	60	
Couple de serrage (N.m)	41	58	80	110	150	200	270	360	480	630	840	1100	1450	1900	2500	3300	4300	5600



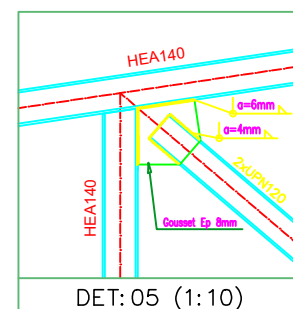
DET:03 (1:10)



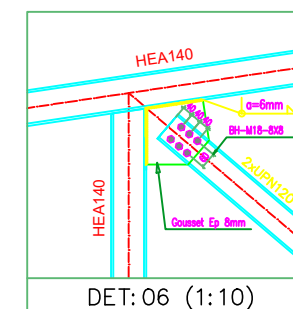
DET:04 (1:10)



ECLISSAGE: Poutre-Poutre (HEA140)

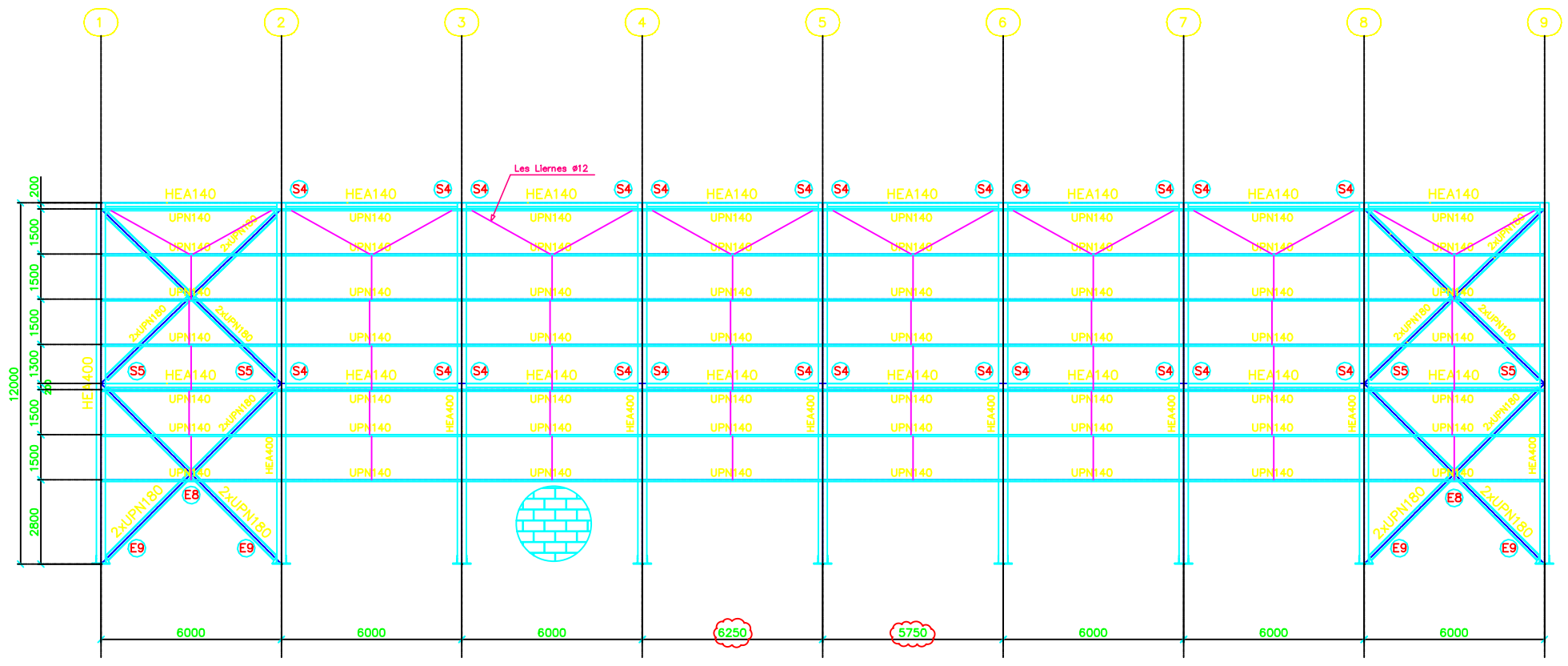


DET:05 (1:10)

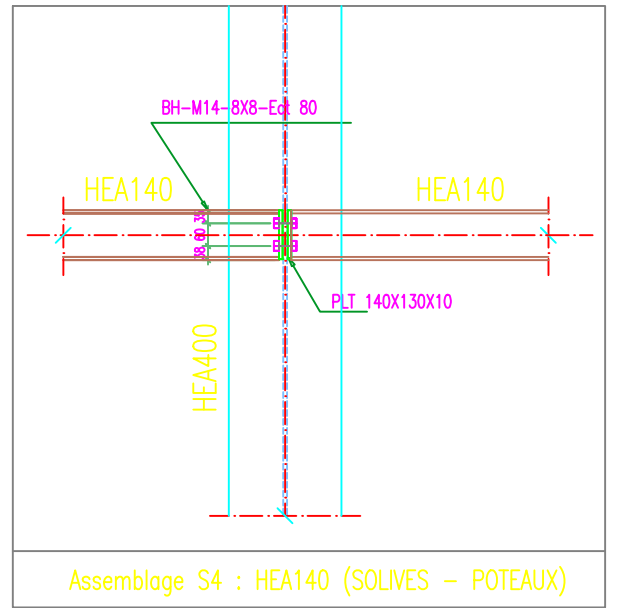


DET:06 (1:10)

VUE EN PLAN ET ELEVATION
AXES 1 A 9



FILES A ; G



Assemblage S4 : HEA140 (SOLIVES – POTEUX)

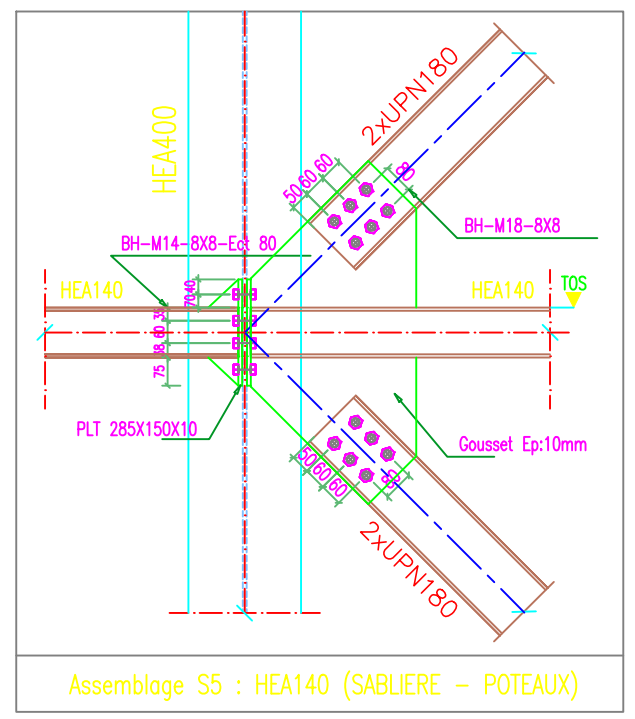
Tableau: SERRAGE DES BOULONS HR

Diamètre du boulon (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou (mm)	13	16	18	20	22	24	26	30	33
Couple de serrage (m.N)	cl. 8.8	100	154	241	331	469	638	811	1187
	cl. 10.9	136	217	338	465	660	898	1141	1669

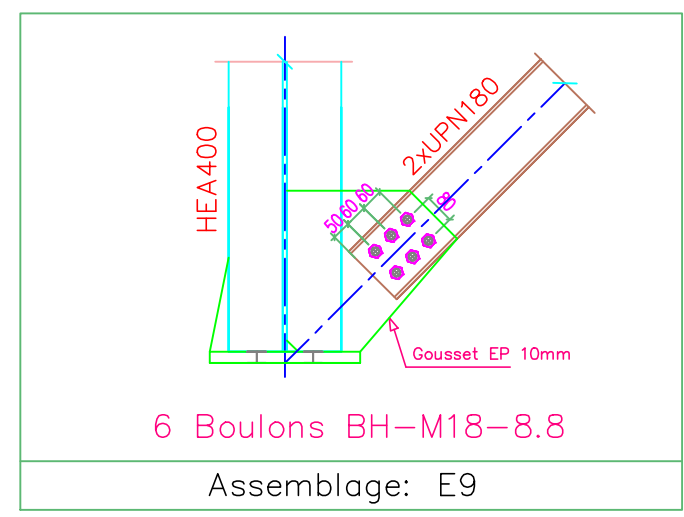
NOTES
MAÇONNERIE EN PARPAING DE 20CM.

NOTES IMPORTANTES

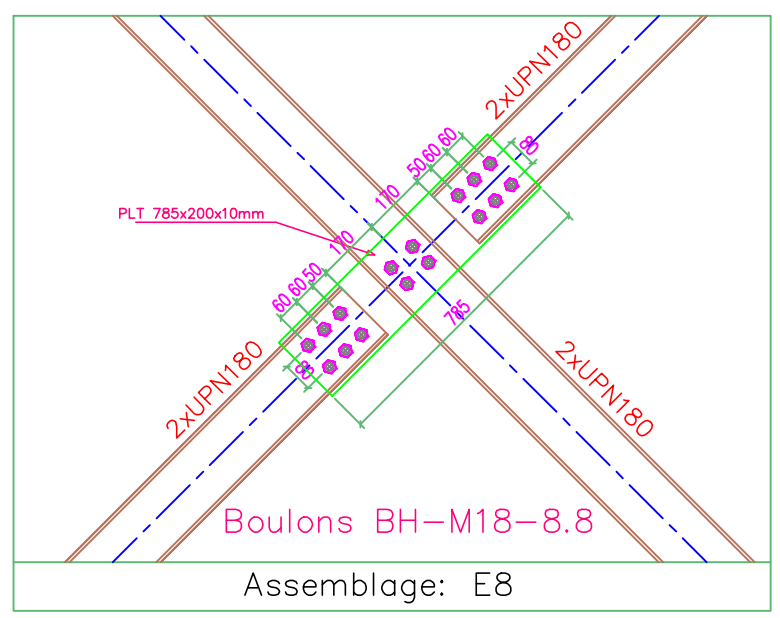
Pour les épaisseurs des < à 12mm
Cordon de soudure: $a = 0.7 \times \min(e1, e2)$
Pour les épaisseurs > à 14 mm la soudure soit être interpénétrée



Assemblage S5 : HEA140 (SABLIERE – POTEUX)

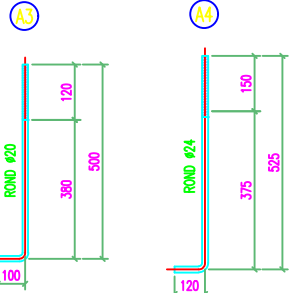
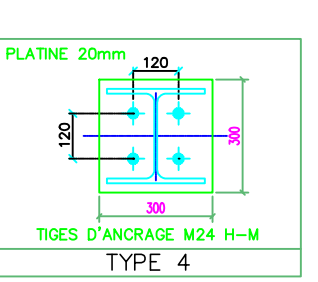
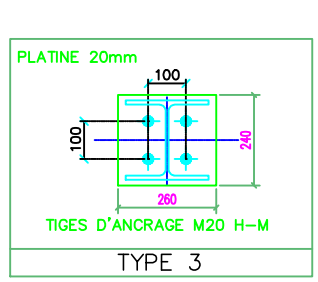
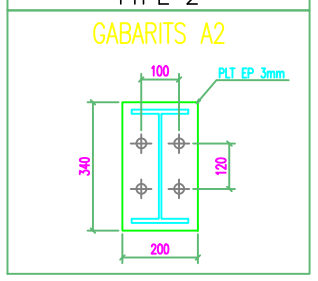
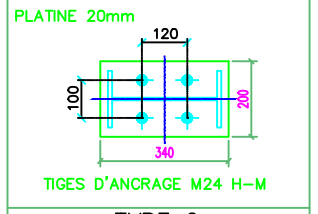
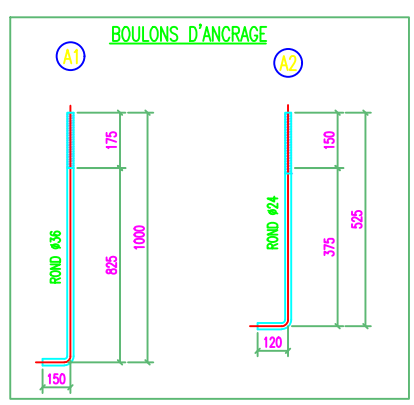
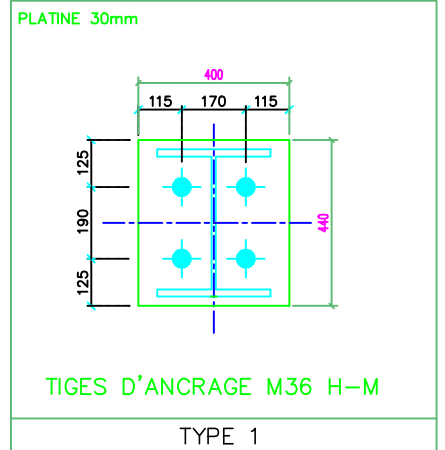
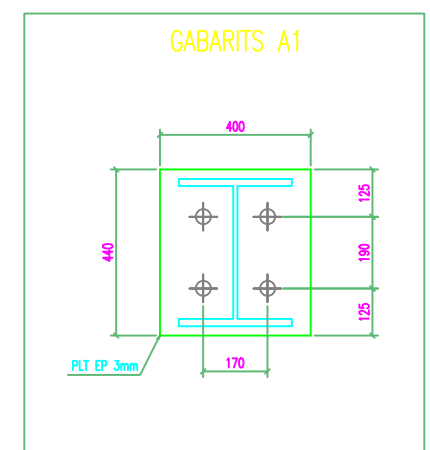
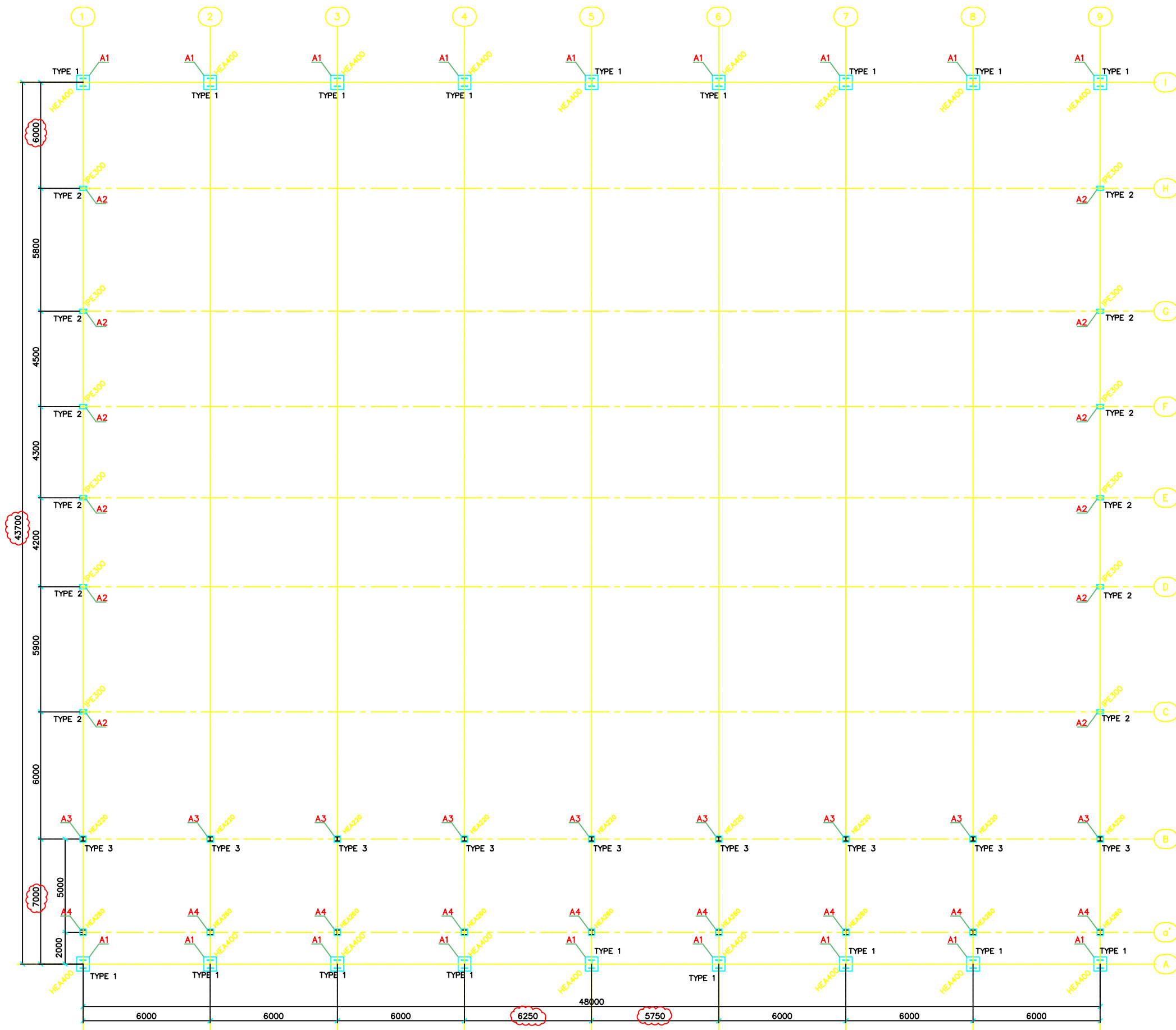


6 Boulons BH-M18-8.8
Assemblage: E9



Boulons BH-M18-8.8
Assemblage: E8

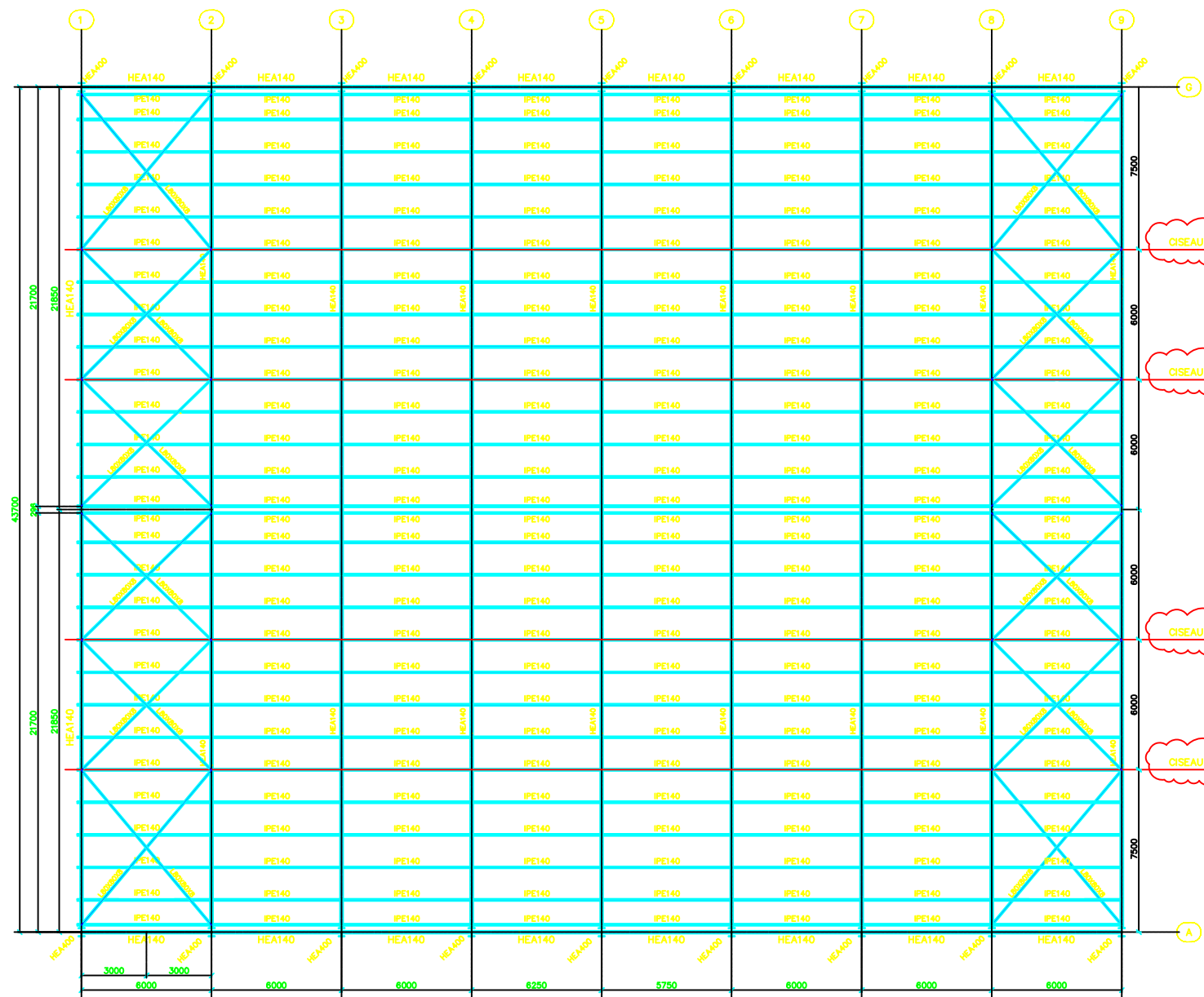
VUE EN PLAN ET ELEVATION
FILES A a I



— IMPLANTATION CM —

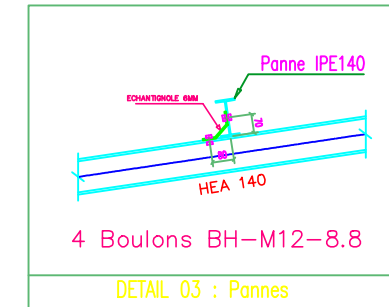
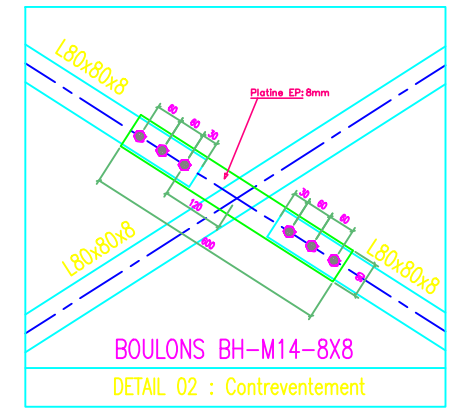
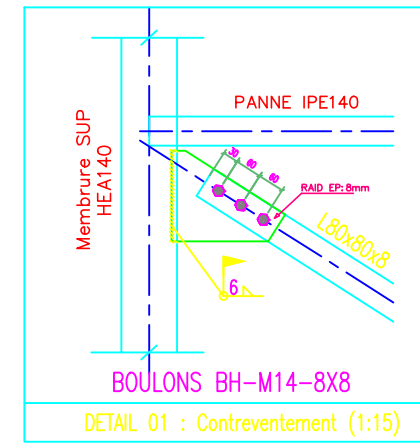
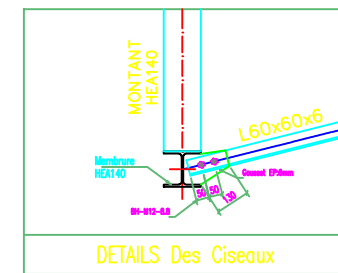
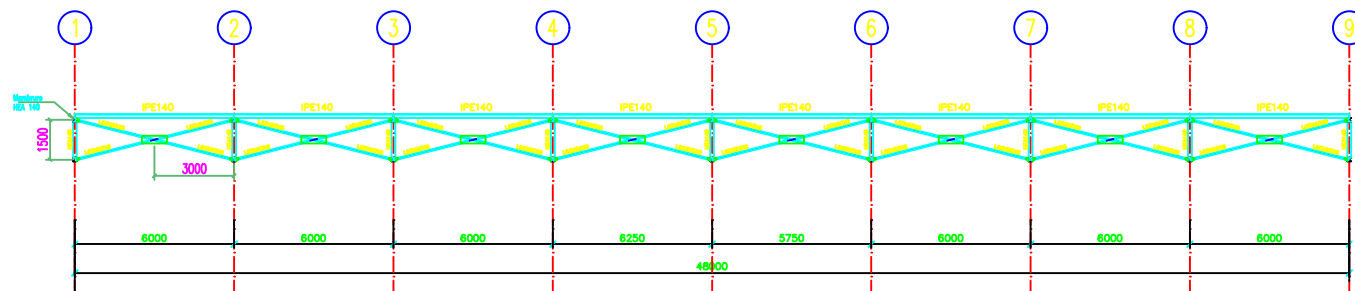
NOTES
 LES BOULONS D'ANCRAGE DOIVENT ETRES PLECEES, AJUSTEES, PUIS SOUDEES AUX ARMATURES DES FUTS PAR UN CHARPENTIER ET ASSISTER PAR UN TOPOGRAPHE.

VUE EN PLAN ET ELEVATION IMPLANTATION

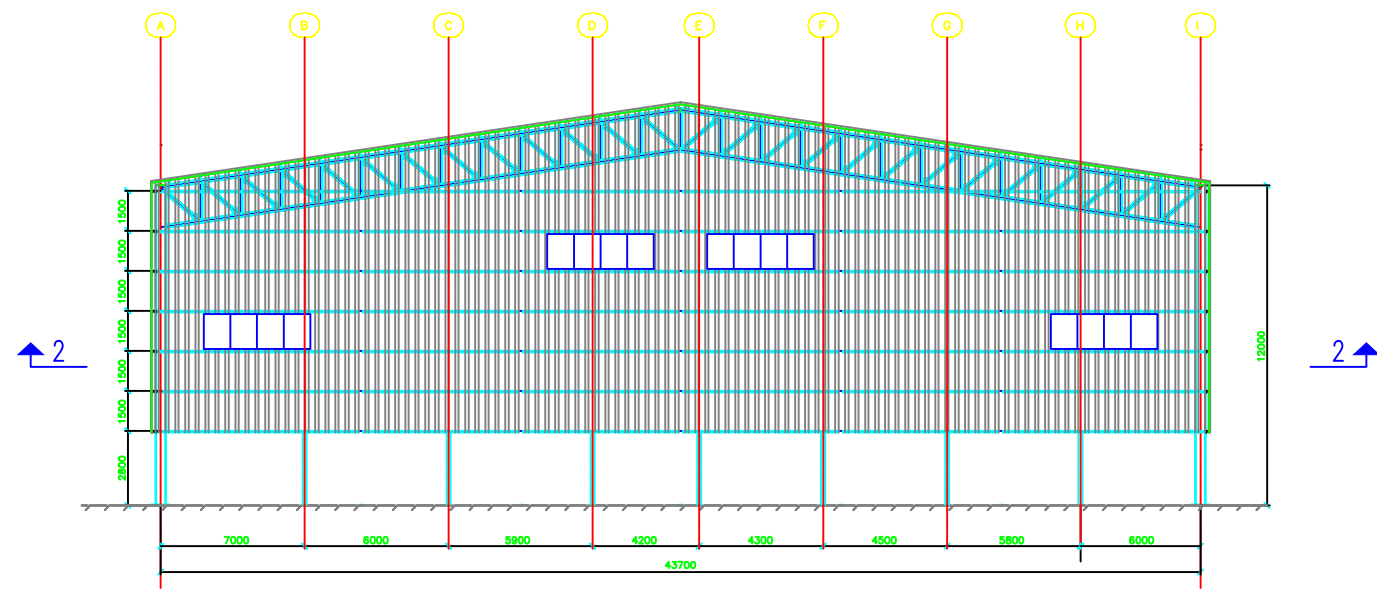


- TOITURE -

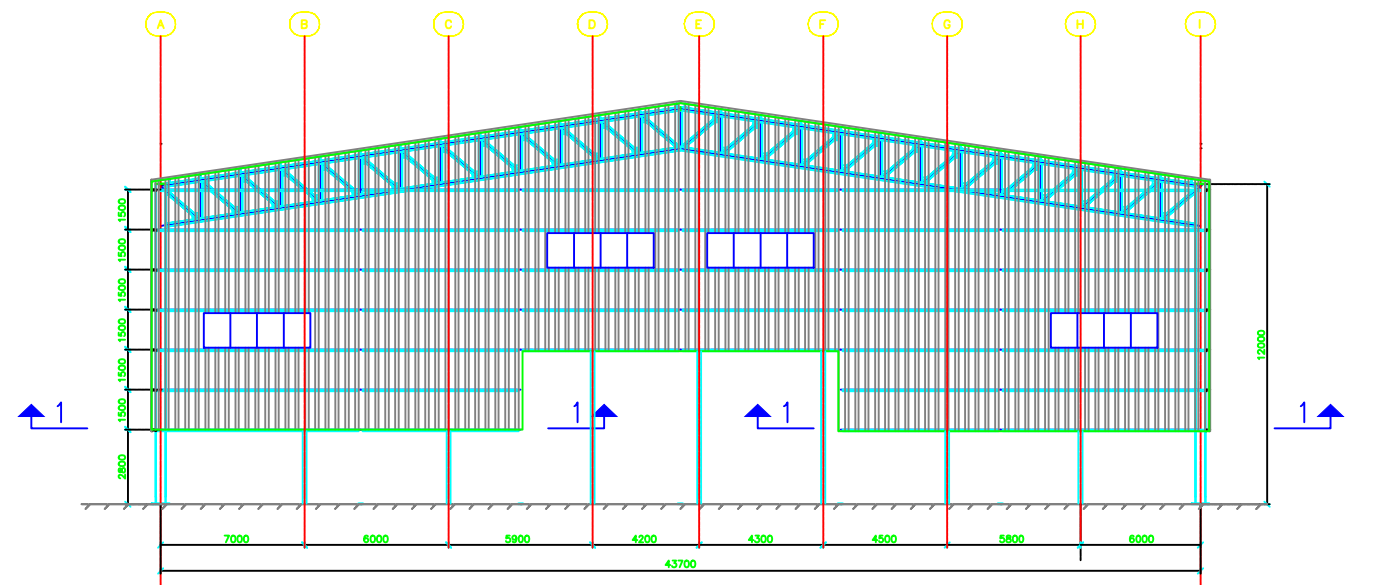
Coupe 4-4 1:10
Détails Des CISEAUX



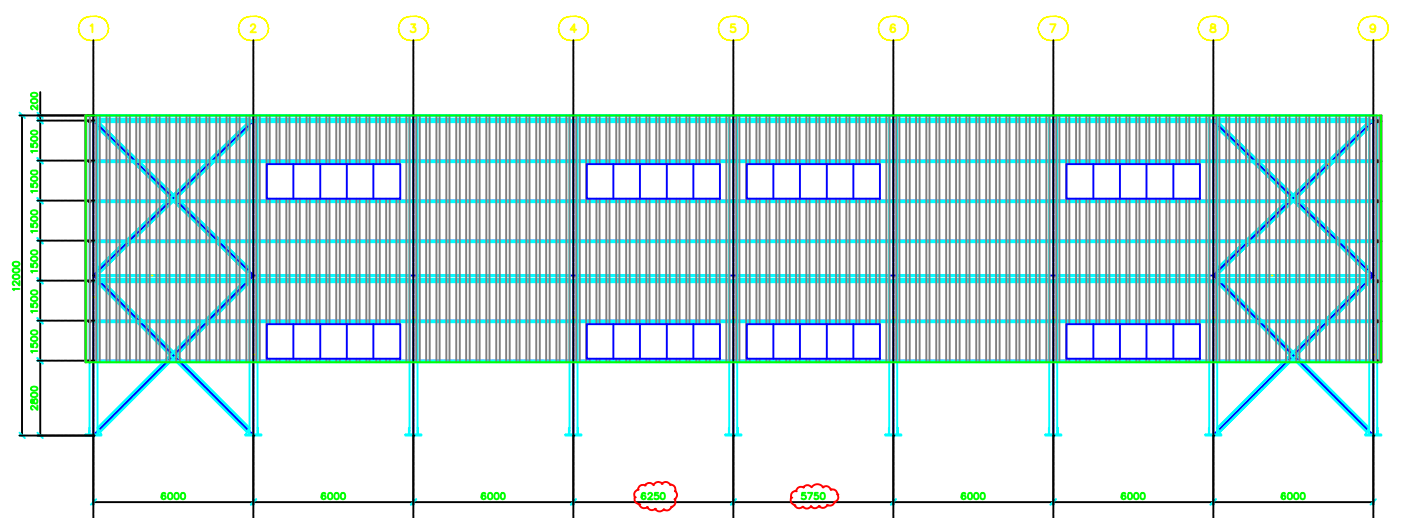
VUE EN PLAN ET ELEVATION
TOITURE



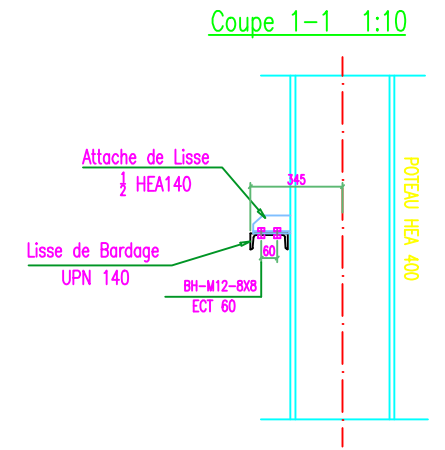
FACADE. Axe -9- 1:100



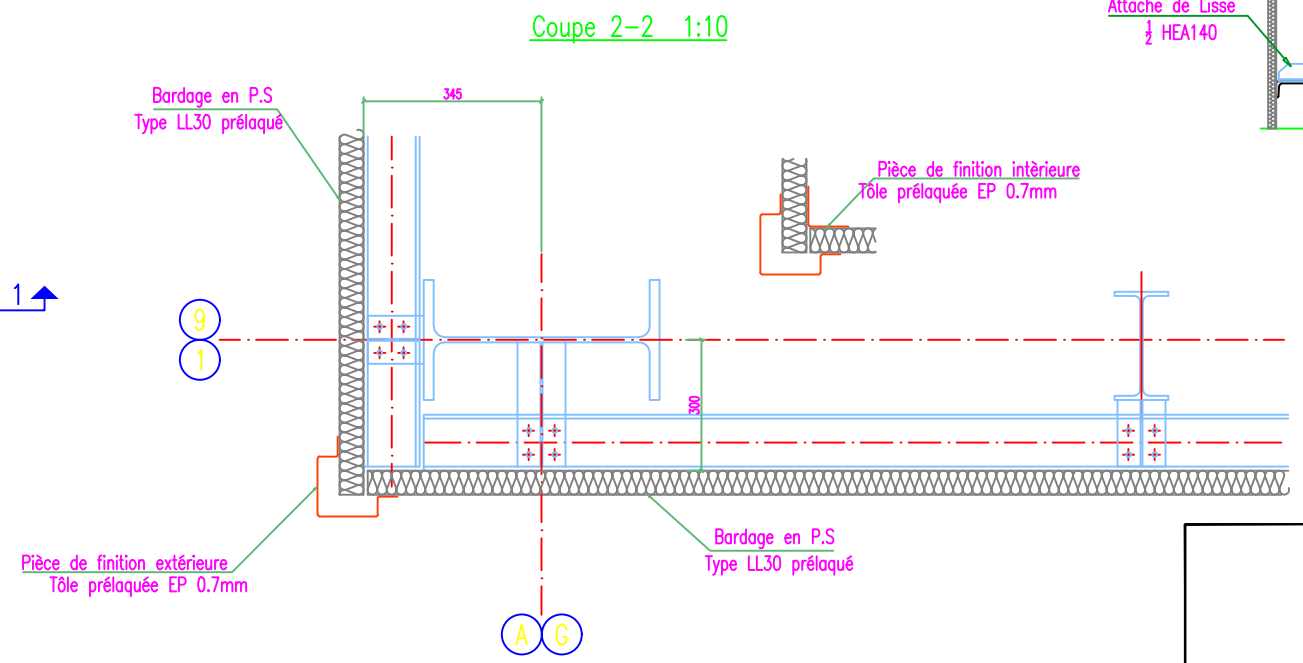
FACADE. Axe -1- 1:100



FACADE. File - A ET G - 1:100

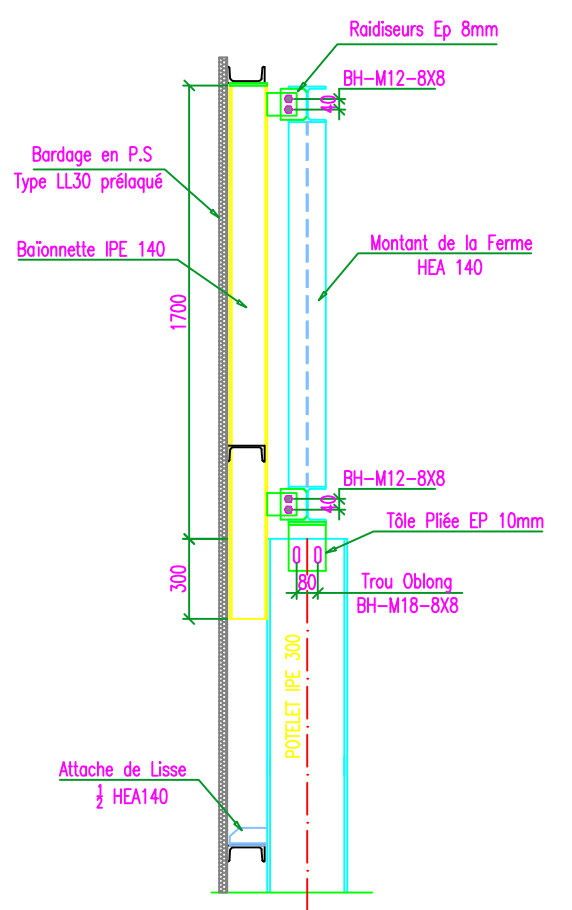


Coupe 1-1 1:10

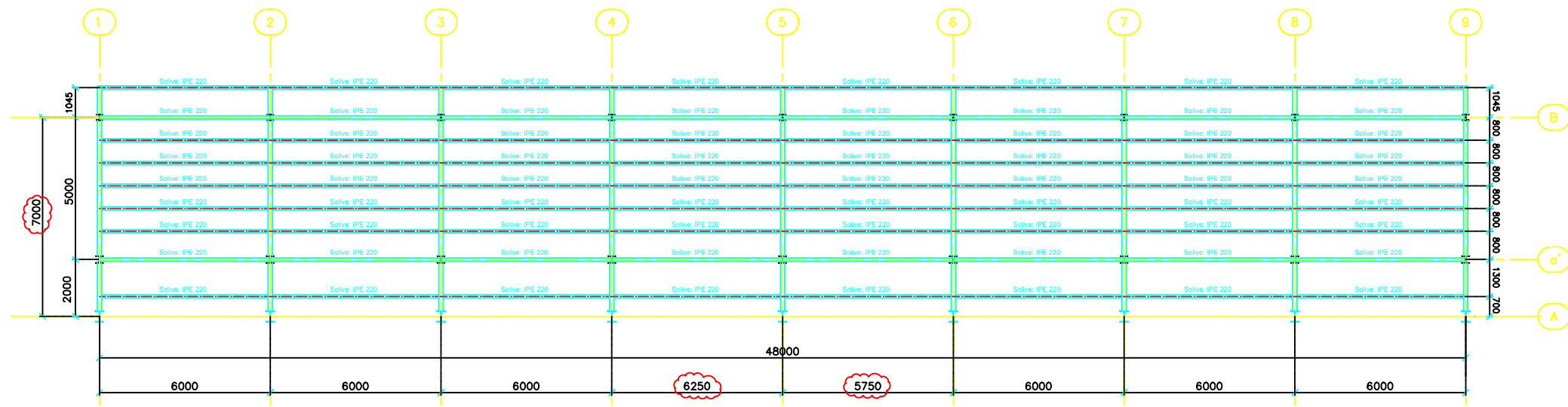


Coupe 2-2 1:10

Détails Baïonnette Potelets 1:10



VUE EN PLAN ET ELEVATION
BARDAGE

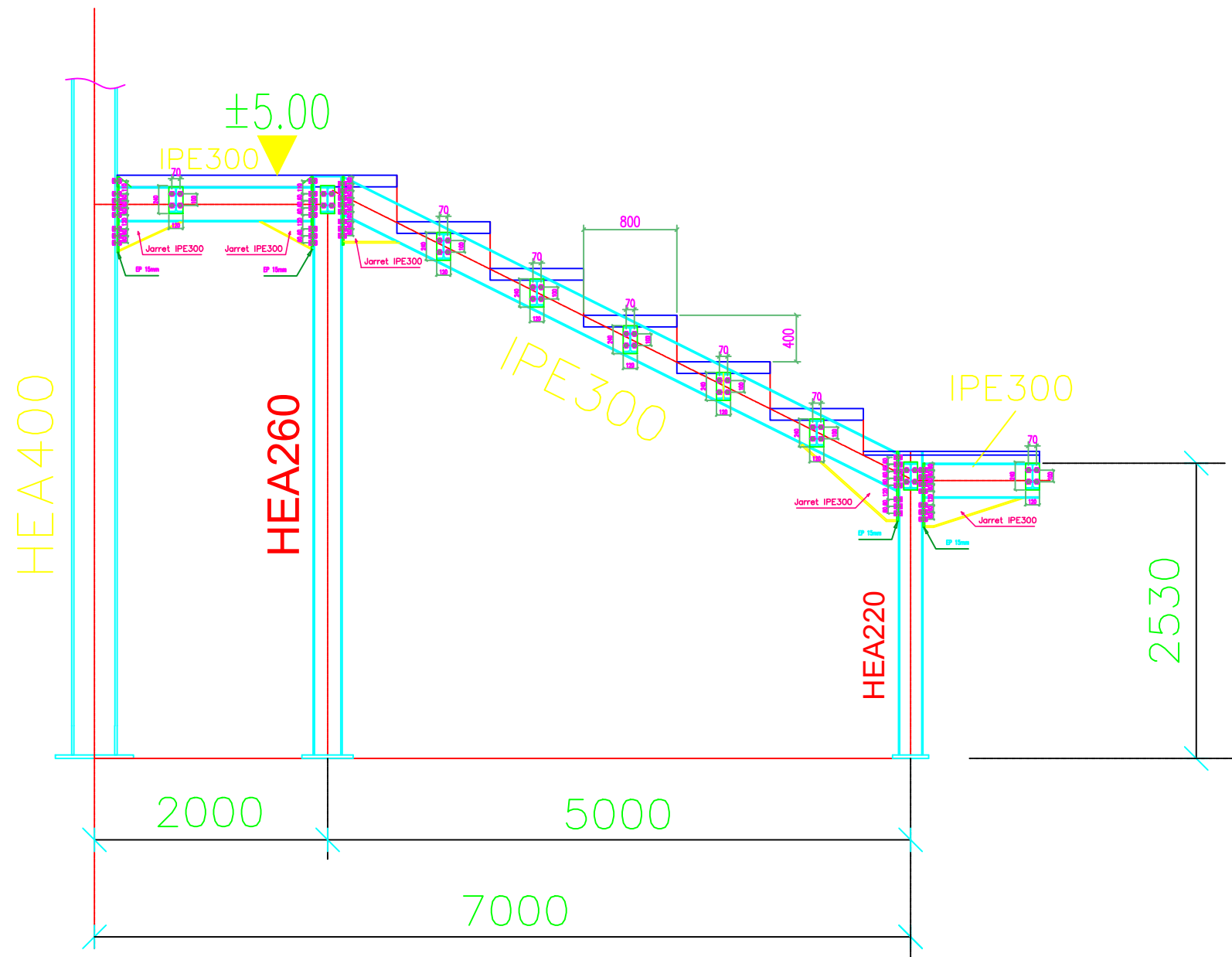


— OSSATURE GRADINS —

Tous les profils normalisés (IPE,HEA,UPN)
sont en acier nuance /S 275JR(Fy 27.5=KN/cm)²

Toutes les connexions rigides sont réalisées par
des Boulons HR 10.9sauf indications contraire.

Toutes les connexions articule sont réalisées par
des Boulons BH 8.8-sauf indications contraire.



—GRADINS DETAILS—

VUE EN PLAN ET ELEVATION
OSSATURE GRADINS