

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master professionnel en Génie civil

OPTION : charpente métallique

Thème :

**Etude d'un Bâtiment (R+2)
et d'une salle de tournage (Hangar)
En construction métallique**



Réalisé par :

M^r: DENGAR M'hand

M^{lle}: DEFFOUN Nadjat

M^{lle}: AIT ABDALLAH Rahma

Encadré par :

M^r: AKKOUCHE Karim

Année universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

Remerciant tout d'abord Dieu tout puissant de nous avoir donné la force de réaliser ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements aux personnes qui ont contribué à la réalisation et la rédaction de ce mémoire.

On voudrait dans un premier temps remercier Mr Akkouche Karim, notre promoteur qui a accepté de nous accueillir. Nous lui témoignons, notre gratitude et notre reconnaissance pour le temps qu'il a consacré à nous apporter les outils méthodologiques indispensables à la bonne conduite de notre travail. Son exigence nous a grandement stimulé.

On tient aussi à remercier notre enseignant Mr Dahmani Lahlou pour son aide précieuse tout au long du travail. Pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

On remercie également tous les enseignants du département Génie Civil, en particulier Mr Boudjmia le responsable de formation construction métallique.

Mes vifs remerciements iront aussi aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger et d'enrichir ce travail par leur proposition.

Nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

Nous tenons à exprimer nos sentiments de reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

M'hand & Rahma & Nadjat

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage	3
I. Introduction	3
I.1 Documents et normes utilisés.....	3
I.2 Données du projet.....	3
I.3 Les assemblages	4
I.3.1 Le boulonnage	4
I.3.2 Le soudage.....	4
Partie 1 : Salle de tournage (hangar).....	4
I.1 Géométrie de l'ouvrage.....	4
I.2 Eléments de l'ouvrage.....	5
I.2.1 Système structural	5
I.2.2 La toiture	5
I.3 Matériaux utilisés	5
Partie 2 : Bâtiment (R+2).....	5
I.4 Géométrie de l'ouvrage.....	6
I.5 Eléments de l'ouvrage.....	6
I.5.1 Système structural	6
I.5.2 Plancher	6
I.5.3 Les escaliers	6
I.5.4 Les façades	7
I.5.5 Matériaux utilisés	7
Chapitre 2 : Etude climatique	8
II. Introduction	8
II.1 Domaines d'applications du règlement.....	8
II.2 Principe de calcul	8
II.2.1 Calcul des pressions statiques dues au vent	8
II.3 Détermination des coefficients des pressions.....	12
Partie 1 : Etude au vent du Hangar.....	13
II.1 Vent perpendiculaire au pignon (direction V1).....	13
II.2 Vent perpendiculaire au long pan (Direction V2).....	18
II.3 Vent perpendiculaire au long pan (Direction V3).....	22
II.4 Calcul de la force de frottement	25
II.4.1 Action d'ensemble.....	25
II.4.2 Calcul de la stabilité d'ensemble	27
Partie 2 : Etude au vent du bâtiment.....	29
II.1 Calcul des pressions statiques dues au vent	29

II.1.1	Calculs pression dynamique de pointe	30
II.2	Direction V1 (avec ouverture).....	30
II.3	Direction V2 (avec ouverture).....	32
II.4	Direction V3 (sans ouverture)	34
Partie 3 : Etude de la neige pour les deux structures.....		36
II.1	But de l'étude :	36
II.2	Domaine d'application du règlement neige et vent (RNV13) :	36
II.3	Calcul des charges de neige.....	36
II.3.1	Charge de la neige sur le sol S_k	36
II.3.2	Charge de la neige sur la toiture S	37
II.4	Charge de neige répartie avec redistribution par le vent :	38
Chapitre 3 : Pré-dimensionnement hangar		39
III. Introduction		39
III.1 Pré-dimensionnement des pannes.....		39
III.1.1	Définition	39
III.1.2	Combinaison de charge les plus défavorables.....	41
III.1.3	A l'état Limite Ultime	41
III.1.4	A l'état limite de service	49
III.1.5	Calcul des liernes de panne	50
III.1.6	Calcul de l'échantignole	52
III.2 Pré-dimensionnement des lisses de bardages.....		54
III.2.1	Définition	54
III.2.2	Mode de fonctionnement.....	54
III.2.3	Calcul des lisses au long-pan	54
III.2.4	A l'état limite ultime	55
III.2.5	A l'Etat limite de service.....	57
III.2.6	Calcul des liernes des lisses au long-pan	58
III.3 Pré-dimensionnement des potelets.....		59
III.3.1	Introduction	59
III.3.2	Détermination des sollicitations	59
III.3.3	Dimensionnement du potelet.....	60
Chapitre 4 : Eléments Fermes.....		65
IV. Introduction		65
Partie 1 : calcul des fermes		65
IV.1	Détermination des charges et surcharges agissantes sur la ferme	65
IV.1.1	Charge permanentes	65
IV.1.2	Surcharges climatiques.....	65
IV.2	Coefficient de pression équivalent	66
IV.3	Calcul des efforts dans les barres	67

IV.4	Dimensionnement des barres	71
IV.4.1	Membrure supérieure	71
IV.5	Membrure inférieure	73
IV.6	Diagonales	74
IV.6.1	Classe de la section	75
IV.7	Montants.....	76
IV.7.1	Calcul de la section brute A	76
IV.7.2	Vérification de la section choisie à la résistance	76
IV.7.3	Vérification a la rigidité	77
IV.8	Calcul du poids réel de la ferme.....	77
IV.8.1	Poids réel de la ferme	77
IV.8.2	Poids total de la ferme	78
Partie 2 : calcul des poteaux fermes		79
IV.9	Introduction	79
IV.10	Détermination des charges et surcharges agissantes sur un portique.....	79
IV.10.1	Charge permanentes	79
IV.10.2	Surcharges climatiques.....	79
IV.11	Calcul des moments a la tête des poteaux	80
Chapitre 5 : Charges et Surcharges		86
V. Introduction		86
V.1	Charges permanentes.....	86
V.1.1	Plancher terrasse.....	86
V.1.2	Plancher étage courant	88
V.1.3	Mur.....	88
V.1.4	Les escaliers	89
V.2	Charge variable	89
V.2.1	Surcharges d'exploitations	90
V.3	Surcharges climatiques.....	90
Chapitre 6 : Pré- dimensionnement Bâtiment		91
VI. Introduction		91
VI.1	Pré-dimensionnement des solives	91
VI.1.1	Définition	91
VI.2	Pré dimensionnement des solives plancher étage courant.....	91
VI.3	Pré-dimensionnement des poutres.....	94
VI.3.1	Poutres principales	94
VI.3.2	Vérification a l'état ultime de services ELS.....	96
VI.3.3	Vérification a l'état ultime d'ultime ELU	96
VI.3.4	Poutres secondaires	97
VI.4	Pré-dimensionnement des poteaux.....	100

VI.4.1 Définition	100
VI.4.2 Identification du poteau le plus sollicité	100
VI.4.3 Vérification des poteaux.....	101
VI.4.4 Vérification à la résistance de la section transversale	103
VI.4.5 Vérification de l'élément au flambement.....	103
Chapitre 7 : Etude d'un plancher	104
VII. Introduction	104
VII.1 Descriptions d'un plancher collaborant.....	104
VII.2 Avantages des dalles mixtes.....	104
VII.3 Caractéristique des sections transversales des dalles mixtes	105
VII.4 Calcul de la largeur participante de la dalle en béton.....	105
VII.4.1 Section équivalente acier-béton.....	105
VII.5 Dimensionnement des dalles mixtes selon (EC4)	105
VII.5.1 Vérification au stade de construction	105
VII.5.2 Vérification au stade définitif (final).....	107
VII.6 Calcul des connexions acier-béton	111
Chapitre 8 : Etude des escaliers	114
VIII. Définition	114
VIII.1 Définition des éléments constituant les escaliers	114
VIII.1.1 Vérification de la formule de BLONDEL	115
VIII.2 Dimensionnement des éléments porteurs	116
VIII.2.1 La cornière de marche (support)	116
VIII.2.2 Le limon	118
VIII.2.3 Evaluations des charges	118
VIII.2.4 Prés-dimensionnement des limons	120
VIII.2.5 La poutre palière	122
Chapitre 9 : Etude sismique	126
IX. Introduction	126
IX.1 Objectifs de l'étude dynamique.....	126
IX.2 Analyses de la structure.....	126
IX.2.1 Type d'analyse	126
IX.2.2 Choix de la méthode de calcul	127
IX.2.3 Evaluation de la force sismique totale.....	128
PARTIE 01 : Hangar	132
IX.2.1 La force sismique totale	134
IX.2.2 Comparaison vent et séisme	134
PARTIE 02 : Bâtiment	135
IX.2.1 Estimation du poids totale du bâtiment	136
IX.2.2 Comparaison vent et séisme	137

IX.2.3 Distributions horizontale des forces sismiques (efforts tranchants) :.....	139
IX.2.4 Calcul des moments fléchissant selon la hauteur	140
Chapitre 10 : Etude des Contreventements	141
X. Introduction	141
Partie 1 : Contreventement Hangar	141
X.1 Les différents types de contreventements	141
X.2 Pré dimensionnement de la poutre au vent en pignon.....	141
X.2.1 Effort du vent sur les pignons	142
X.2.2 Evaluation des efforts.....	142
X.2.3 Calcul des forces	143
X.2.4 Effort de traction dans les diagonales.	143
X.2.5 Vérification à la résistance ultime de la section	144
X.2.6 Pré dimensionnement de la palée de stabilité en long pan	149
Partie 2: Contreventement Bâtiment.....	152
X.1 Calcul de la palée de stabilité en long pan	152
X.1.1 Dimensionnement des diagonales en V.....	152
X.1.2 Vérification des diagonales à la traction	152
Chapitre 11 : Protection de la structure.....	155
XI. Introduction	155
XI.1 La corrosion.....	155
XI.1.1 Protection par peinture	155
XI.1.2 Protection par zinc.....	156
XI.2 L'incendie.....	156
XI.2.1 Introduction	156
XI.2.2 Développement du feu	156
XI.2.3 Feu normalisé ISO834.....	156
XI.2.4 Protection à l'incendie.....	157
XI.3 L'alarme anti-incendie	161
Chapitre 12 : Vérification des éléments	162
XII. Introduction	162
XII.1 Modélisation de la structure	162
XII.2 Présentation du logiciel de calcul Robot :	162
XII.3 Etapes de la modélisation des structures sous Robot	162
Partie 1 : Vérifications des éléments HANGAR.....	163
XII.4 Vérification des poteaux.....	164
XII.5 Vérification des potelets.....	166
XII.6 Vérifications des pannes.....	169
XII.1 Vérifications des lisses	170

XII.2	Vérification de la membrure supérieure.....	172
XII.1	Vérification de la membrure inférieure.....	173
XII.2	Vérification des montants.....	174
XII.1	Vérification des diagonales.....	175
XII.2	Vérification des poutres au vent.....	177
XII.3	Verification des palées de stabilité.....	180
Partie 2 : Vérifications des éléments Bâtiment		183
XII.1	Vérification des poteaux.....	183
XII.2	Vérification des poutres principales.....	185
XII.1	Vérifications des poutres secondaires.....	186
XII.1	Vérification des solives.....	187
XII.1	Vérification des Contreventement.....	189
Chapitre 13 : Assemblage		190
XIII. Introduction		190
XIII.1	Rôle des assemblages.....	190
XIII.2	Fonctionnement des assemblages :.....	190
XIII.3	Précaution constructive.....	191
XIII.4	Les assemblages :.....	191
Partie 01 : Assemblage Hangar		192
XIII.1 Assemblage de la ferme		192
XIII.1.1	Membrure inferieure-montant.....	192
XIII.1.2	Assemblage Membrure supérieure - Membrure inferieure.....	199
XIII.1.3	Assemblage Membrure - Supérieur - Diagonal - Montant.....	204
XIII.1.4	Membrure Inferieure –Deux Diagonale – Montant.....	209
XIII.2 Assemblage des éléments de contreventement		214
XIII.2.1	Palée de stabilité.....	214
XIII.2.2	Poutre au vent.....	218
XIII.3 Assemblages poteau- fondation		222
XIII.3.1	Assemblage pied de poteau encastré.....	222
XIII.3.2	Assemblage Pied du poteau articulé (Potelets).....	229
Partie 02 : Assemblage Bâtiment		232
XIII.1	Assemblage Poteau – Poutre.....	232
XIII.2	Assemblage Angle de portique.....	236
XIII.3	Assemblage Poutre – Solive.....	239
XIII.4	Assemblage pied de poteau encastré.....	242
Chapitre 14 : Etudes des fondations		246

XIV. Introduction	246
XIV.1 Choix de type de fondation	246
XIV.2 Pré-dimensionnement des fondations.....	247
Partie 01 : Fondation Hangar	247
XIV.2.1 Dimensionnement de la semelle.....	247
XIV.2.2 Calcul des longrines	251
Partie 02 : Fondation Bâtiment	253
XIV.1 Dimensionnement de la semelle.....	253
XIV.2 Calcul des longrines	256
XIV.2.1 Vérification de la résistance à la traction	256
Référence bibliographique	
Annexes	

Liste des figures

Chapitre 1

Figure I-1 :Vue en 3D de l'ouvrage	3
Figure I-2 :Vue en 3D du Hangar	4
Figure I-3 :Vue en 3D du Bâtiment	5
Figure I-4 : Plancher mixte (connecteurs acier-béton)	6
Figure I-5 Escalier droit à deux volées avec palier de pose	7

Chapitre 2

Figure II-1 direction d'application V1	13
Figure II-2 Zone de pression pour les parois verticales – (Direction V1).....	13
Figure II-3 Valeurs de Cpe sur parois verticales - Direction V1	14
Figure II-4 Valeurs de Cpe sur la toiture – (Direction V1)	15
Figure II-5 Coefficient de pression intérieure Cpi (RNV2013)	16
Figure II-7 Répartition des pressions sur les parois verticales de la structure (V1).....	17
Figure II-8 Répartition des pressions sur les composants de la structure (V1)	18
Figure II-9 direction d'application V2	18
Figure II-10 Zone de pression pour les parois verticales(V2)	18
Figure II-11 Valeurs de Cpe pour les parois verticales - Direction V2	19
Figure II-12 Valeurs de Cpe pour la toiture – Direction V2	20
Figure II-13 Direction d'application V3	22
Figure II-14 Zone de pression pour les parois verticales (V3)	22
Figure II-15 Valeurs de Cpe pour les parois verticales – (Direction V3).....	23
Figure II-16 Valeurs de Cpe pour la toiture – DirectionV3	23
Figure II-17 Représentation des charges provoquant un renversement au long-pan	27
Figure II-18 Représentation des charges provoquant un renversement au pignon.....	28
Figure II-19 Hauteur de référence ze pression dynamique de pointe (RNV2013).....	29
Figure II-20 Zone de pression pour les parois verticales (V1)	30
Figure II-21 Zone de pression pour la toiture (V1)	31
Figure II-22 Zone de pression pour les parois verticales (V2)	32
Figure II-23 : Zone de pression pour les parois verticales (V3).....	34
Figure II-24 représentation de la charge de neige	37
Figure II-25 Charge de neige répartie sans redistribution par le vent	38
Figure II-26 Charge de neige répartie avec redistribution par le vent.....	38

Chapitre 3

Figure III-1 Disposition de la panne (Dahmani.L. 2012)	39
Figure III-2 moment due à la charge d'entretien (Dahmani.L. 2012)	40
Figure III-3 Panne de toiture et les différents plans de chargement (Dahmani.L. 2012)	43
Figure III-4 Effort de cisaillement sur une panne de toiture (Dahmani.L.2012).....	44
Figure III-5 Déversement d'une panne de toiture (Dahmani.L 2012).....	45
Figure III-6 organigramme de calcul du coefficient χ_{LT}	48

Figure III-7 : Vérification a la flèche (Dahmani.L 2012).....	49
Figure III-8 : disposition des liernes.....	50
Figure III-9 Efforts appliqués aux liernes de toiture	51
Figure III-10: Disposition de l'échantignolle (Dahmani.L 2012)	52
Figure III-11: Disposition de l'échantignolle sur la membrure supérieure (Dahmani.L 2012)	53
Figure III-12: Disposition des lisses de bardages	54
Figure III-13: Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur. (Dahmani.L 2012)	57
Figure III-14 : effort appliqué aux liernes du long-pan	58
Figure III-15: Les potelets de la face pignon.....	59

Chapitre 4

_Toc65522549

Figure IV-1 : charges et surcharges agissantes sur la ferme.....	66
Figure IV-2 : La disposition des poteaux	79

Chapitre 5

Figure V-1: éléments composant le plancher terrasse	86
Figure V-2 : Cofraplus55.....	87
Figure V-3: éléments composant le plancher étage courant.....	88
Figure V-4 : murs extérieures	88

Chapitre 6

Figure VI-1 Disposition des solives, poutre.	91
Figure VI-2 : Disposition des poteaux en 3D	100

Chapitre 7

Figure VII-1: Eléments constructifs du plancher mixte	104
Figure VII-2: largeur efficace de la dalle	108
Figure VII-3: Distribution plastique des contraintes normales :.	109
Figure VII-4 : position d'un connecteur	111
Figure VII-5: Caractéristiques des connecteurs.....	111
Figure VII-6 : distance entre goujons	113

Chapitre 8

Figure VIII-1: Les différents composants d'un escalier	114
Figure VIII-2: Disposition des cornières	116
Figure VIII-3: Charge appliqué sur la cornière	116
Figure VIII-4 : Distribution des charges sur un limon	118
Figure VIII-5: charge équivalente (G).....	119
Figure VIII-6: Charge équivalente (Q).....	119
Figure VIII-7: Les charges sur la poutre d'appuis des limons	122

Chapitre 10

Figure X-1: Effort du vent sur le pignon.	142
Figure X-2 :ROBOT contreventement portique longitudinal.....	153

Chapitre 11

Figure XI-1: Corrosion dans les matériaux en acier.....	155
Figure XI-2 Courbe normalisé ISO 834	157
Figure XI-3Système intumescent	158
Figure XI-4 : Protection du profilé par plaque en plâtre.	159
Figure XI-5: Protection du profilé par plaque PROMATECT.	160

Chapitre 14

Figure XIV-1: Dimensionnement de la semelle du hagar	247
Figure XIV-2: Contraintes agissantes sur la semelle du hangar.....	248
Figure XIV-3: ferraillage des semelles isolées du hangar	250
Figure XIV-4: Dimensionnement de la semelle du bâtiment	253
Figure XIV-2: Contraintes agissantes sur la semelle du bâtiment	254
Figure XIV-5: Ferraillages des semelles isolées du bâtiment	255

Liste des tableaux

Chapitre 2

Tableau II-1 Pression dynamique de référence	9
Tableau II-2 catégorie de terrain	10
Tableau II-3 coefficients de topographie Ct	11
Tableau II-4 coefficient de pressions extérieures (parois verticales)	12
Tableau II-5 coefficient de pression extérieurs (toitures à deux versant)	12
Tableau II-6 Coefficient extérieure de la paroi vertical (Direction V1).....	13
Tableau II-7 Coefficient de pression extérieure des versants de toiture (direction V1).....	14
Tableau II-8 Pressions sur les parois verticales – Direction V1	17
Tableau II-9 Pression sur la toiture – Direction V1	17
Tableau II-10 coefficient extérieure de la paroi vertical (Direction V2)	19
Tableau II-11 Coefficient de pression extérieure des versants de toiture (Direction V2).....	19
Tableau II-13 Pressions sur les parois verticales – Direction V2	21
Tableau II-14 Pression sur la toiture – Direction V2	21
Tableau II-15 Coefficient de pression extérieure de la paroi verticale (Direction V3).....	23
Tableau II-16 Coefficient de pression extérieure des versants de toiture (Direction V3).....	24
Tableau II-17 Pressions sur les parois verticales – Direction V3	24
Tableau II-18 Pression sur la toiture – Direction V3	25
Tableau II-19 Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le long pan)	26
Tableau II-20 Valeurs des forces horizontales et verticales.....	27
Tableau II-21 Pression dynamique de pointe sur bâtiment	30
Tableau II-22 Coefficient extérieure des parois verticales du bâtiment (Direction V1).....	30
Tableau II-23 Coefficient de pression extérieur (terrasse inaccessible) – (Direction V1).....	31
Tableau II-24 : Pressions dynamique sur les parois verticales du bâtiment – Direction V1.....	32
Tableau II-25 : Pression dynamique sur la toiture du bâtiment – (Direction V1).....	32
Tableau II-26 : Coefficient de pression extérieur de la paroi vertical (Direction V2)	33
Tableau II-27 Coefficient de pression extérieur (terrasse inaccessible) –(Direction V2).....	33
Tableau II-28 Pressions dynamique sur les parois verticales – (Direction V2).....	33
Tableau II-29 Pression dynamique sur la toiture – (Direction V2).....	34
Tableau II-30 Coefficient de pression extérieur de la paroi vertical (Direction V3)	34
Tableau II-31 Coefficient de pression extérieur (terrasse inaccessible) –(Direction V3).....	35
Tableau II-32 Pressions dynamique sur les parois verticales – (Direction V3).....	35

Chapitre 3

Tableau III-1 Caractéristique de l'IPE 180	42
Tableau III-3 Facteurs d'imperfection	46
Tableau III-4 Les courbes de déversement	47

Chapitre 4

Tableau IV-1: Pression sur la toiture – Direction du vent V3.....	65
Tableau IV-2 : Tableau récapitulatif des efforts	70
Tableau IV-3:les combinaisons de charges	70
Tableau IV-4: Pressions sur les parois verticales – Direction du vent V3	80
Tableau IV-5 : récapitulatif des coefficients	83

Chapitre 5

Tableau V-1 : Caractéristique de la tôle Cofraplus55	87
Tableau V-2: Charge permanente du plancher terrasse.	87
Tableau V-3: Charge permanente d'un plancher étage courant.	88
Tableau V-4: Charge permanente d'un mur extérieure.....	89
Tableau V-5 :Tablea : charge permanente sur volée.....	89
Tableau V-6: charge permanente sur palier	89
Tableau V-7: les surcharges d'exploitation.....	90

Chapitre 9

Tableau IX-1: Coefficient d'accélération de zone	128
Tableau IX-2 : Valeurs de ($\xi\%$)	129
Tableau IX-3 : Valeurs de T1 et T2	129
Tableau IX-4 : Coefficient C_T	129
Tableau IX-5 : Coefficient β	131
Tableau IX-6 : Tableau Récapitulatifs	132
Tableau IX-7 :Facteur de qualité.....	132
Tableau IX-8 : Estimation du poids totale du HANGAR	133
Tableau IX-9 : Charge d'exploitation	133
Tableau IX-10 : Tableau récapitulatif du bâtiment	135
Tableau IX-11 : Facteur de qualité.....	135
Tableau IX-12 : Charges permanentes par niveaux	136
Tableau IX-13 : Charge d'exploitation par niveau.....	136
Tableau IX-14:Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens longitudinal.....	138
Tableau IX-15 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens transversale.....	138
Tableau IX-16 : Les efforts tranchants dans le sens longitudinal	139
Tableau IX-17 : Les efforts tranchants dans le sens transversal	139
Tableau IX-18 : Moments fléchissant au niveau d'étage (sens longitudinal)	140

Chapitre 12

Tableau XII-1 : combinaison de charge	163
Tableau XII-2: Profilés constituant le hangar.....	163
Tableau XII-3 : profilés constituant le Bâtiment	183

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 giration.
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.
ε	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .
γ_M	Coefficient partiel de sécurité.
γ_v	Coefficient partiel de sécurité.
β	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.
β_{My}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
γ_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	
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.

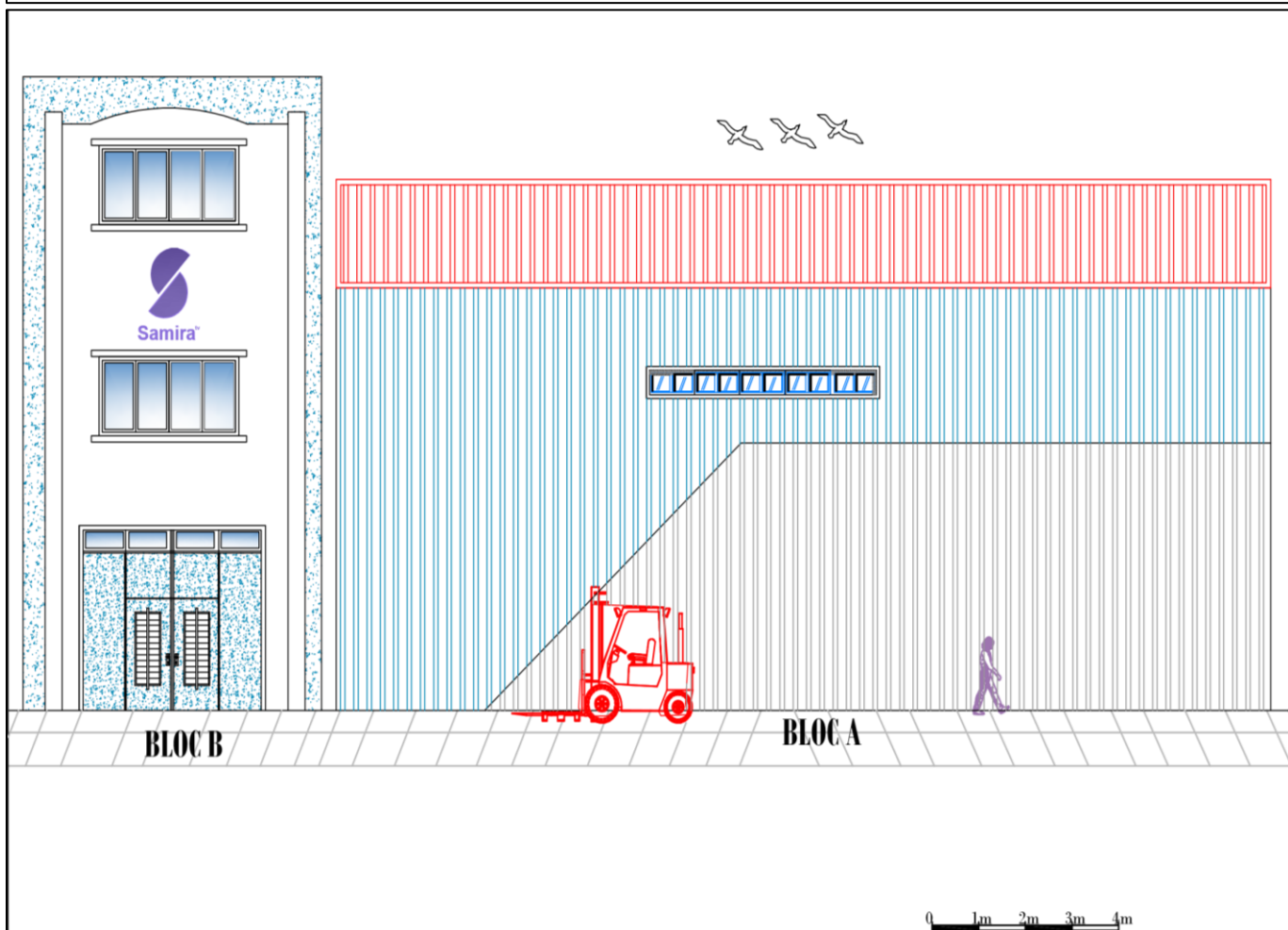
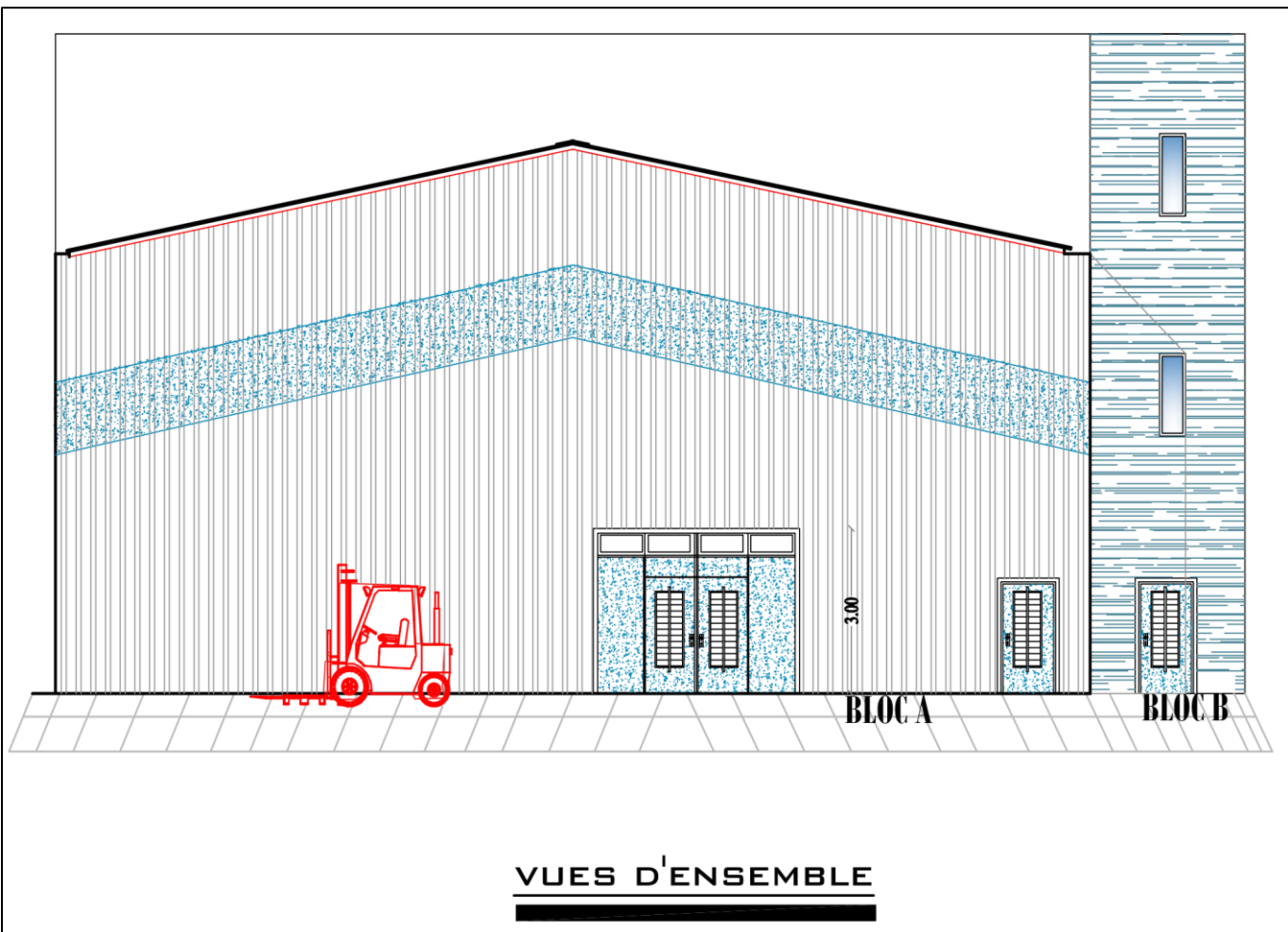
Plans

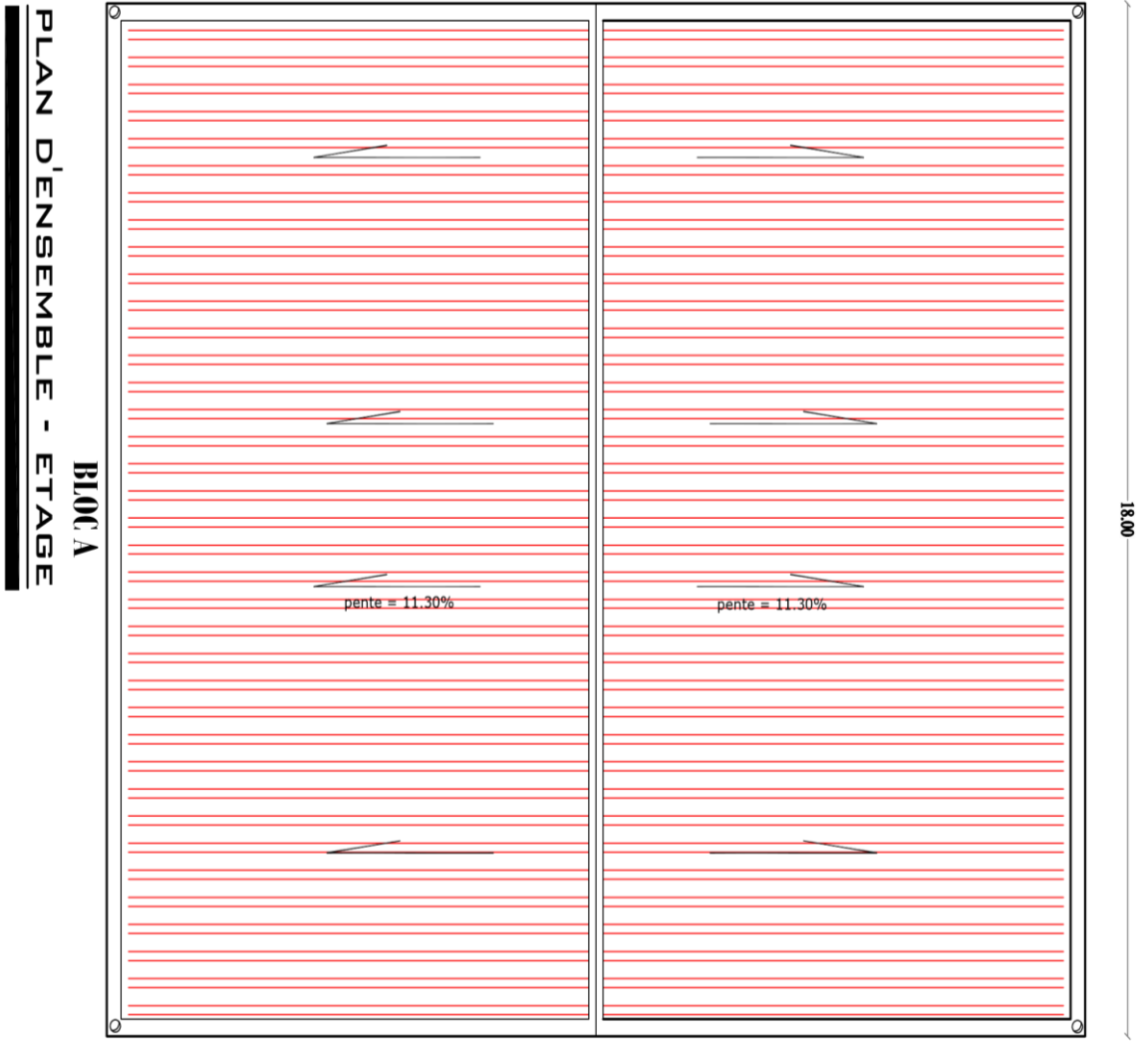
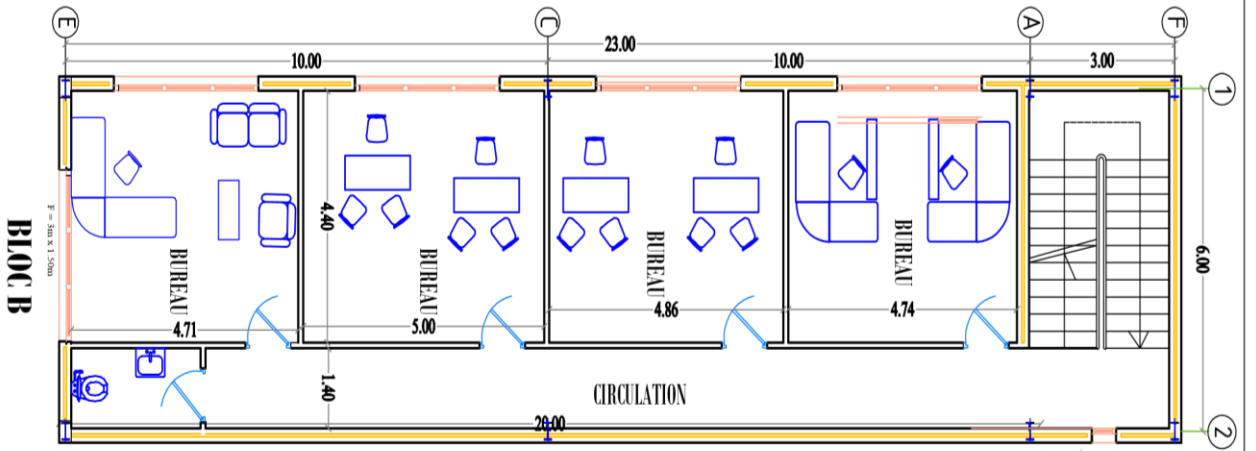
Plans

D'ensembles

D'ensembles



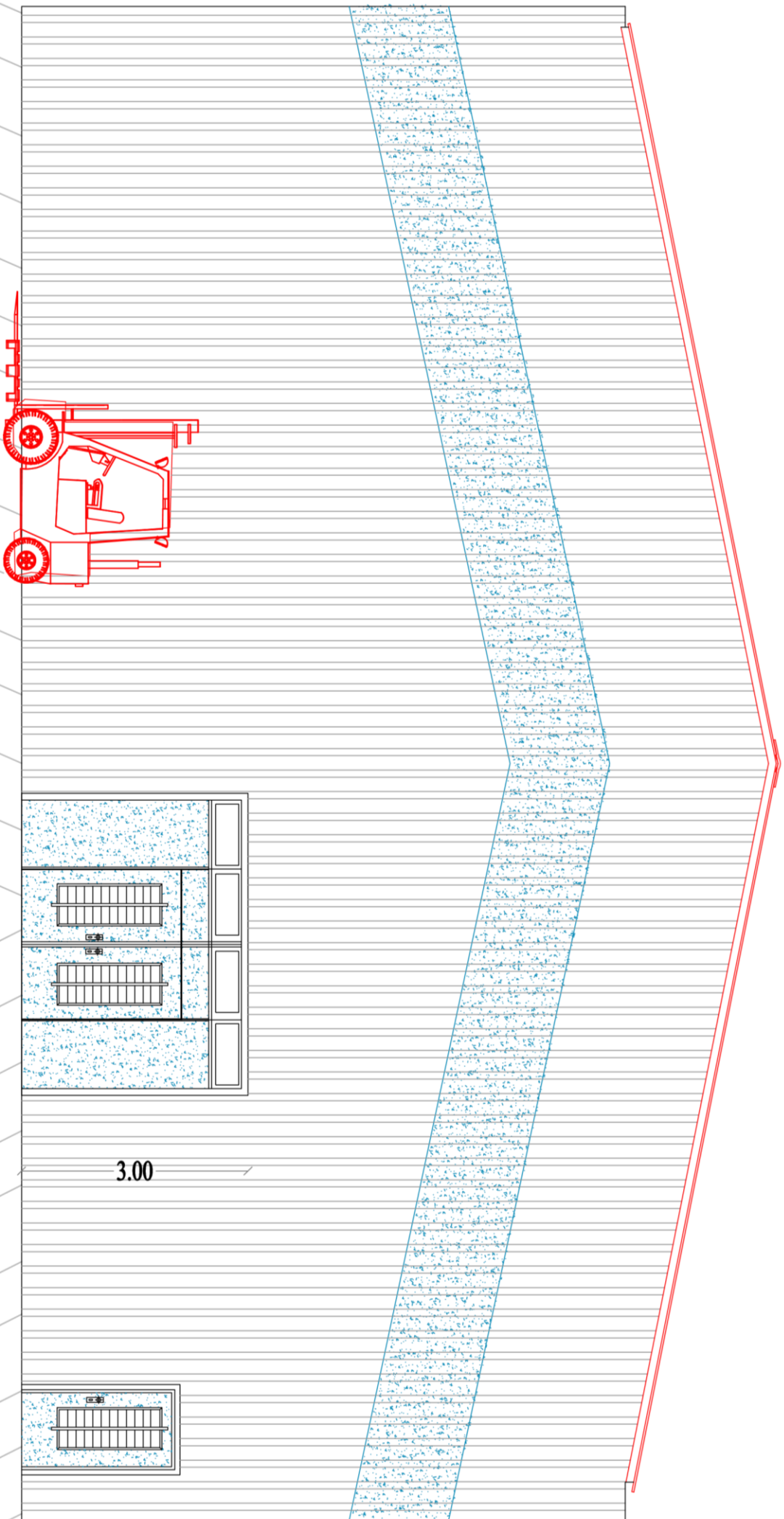




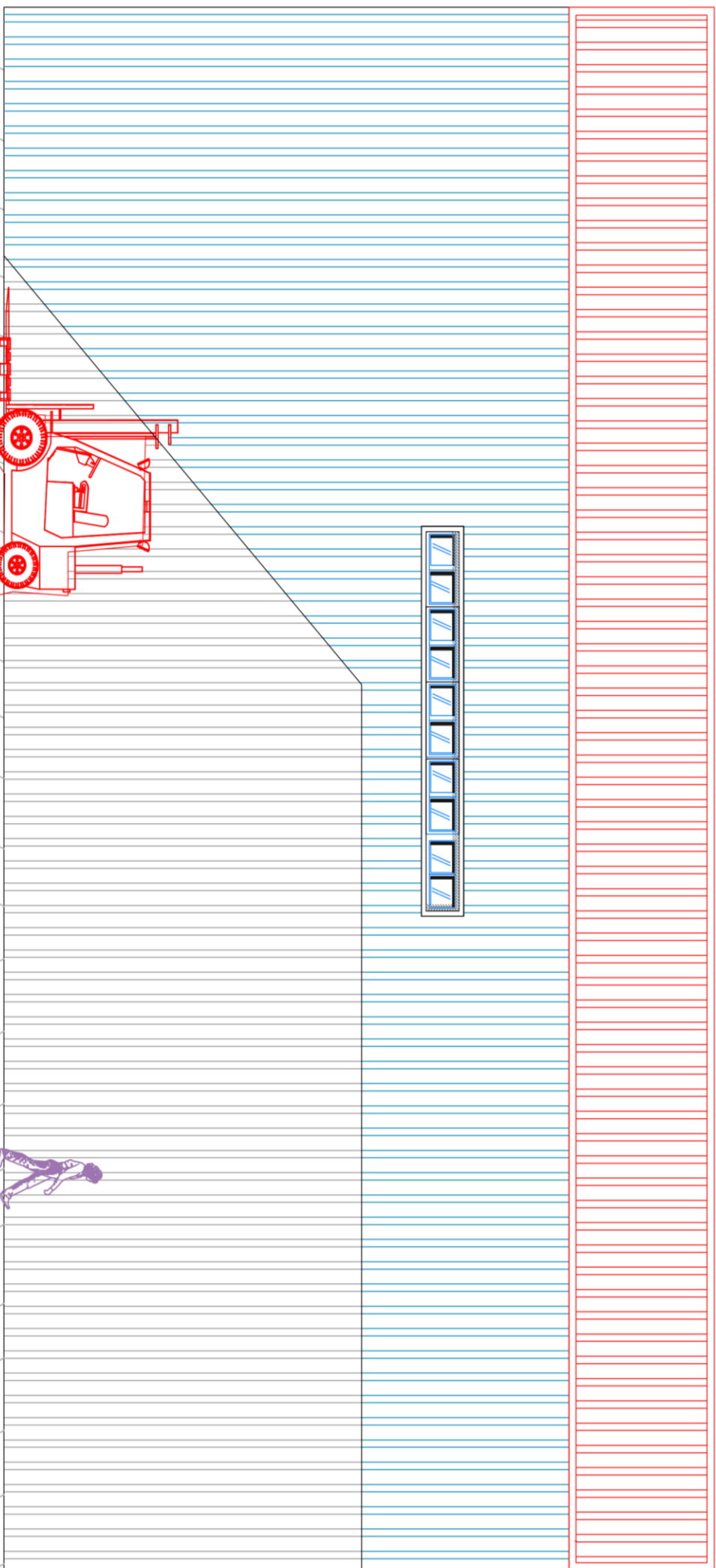
PLAN D'ENSEMBLE - ETAGE



Plans Hanger
Spencer Spencer



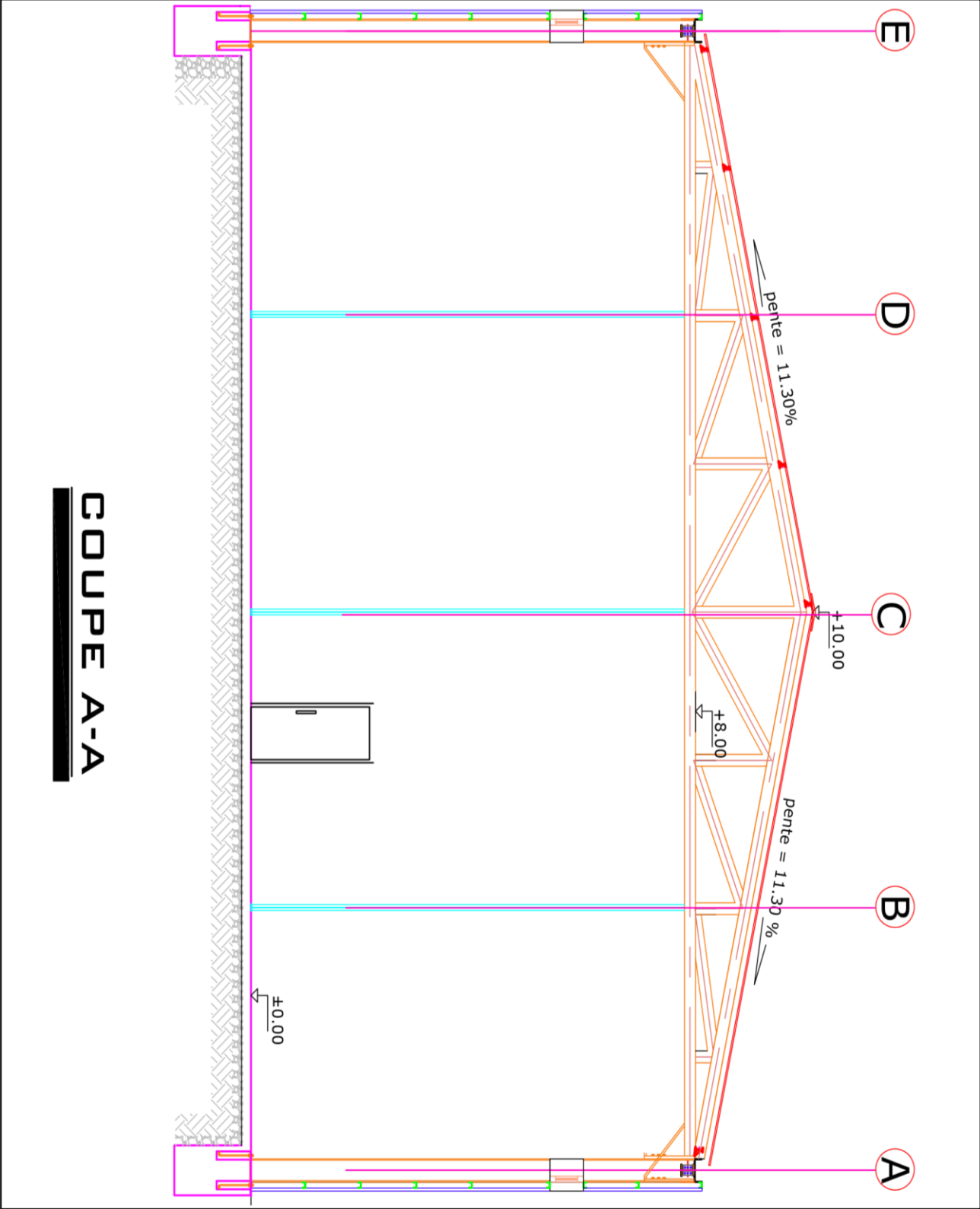
FAÇADE PRINCIPALE

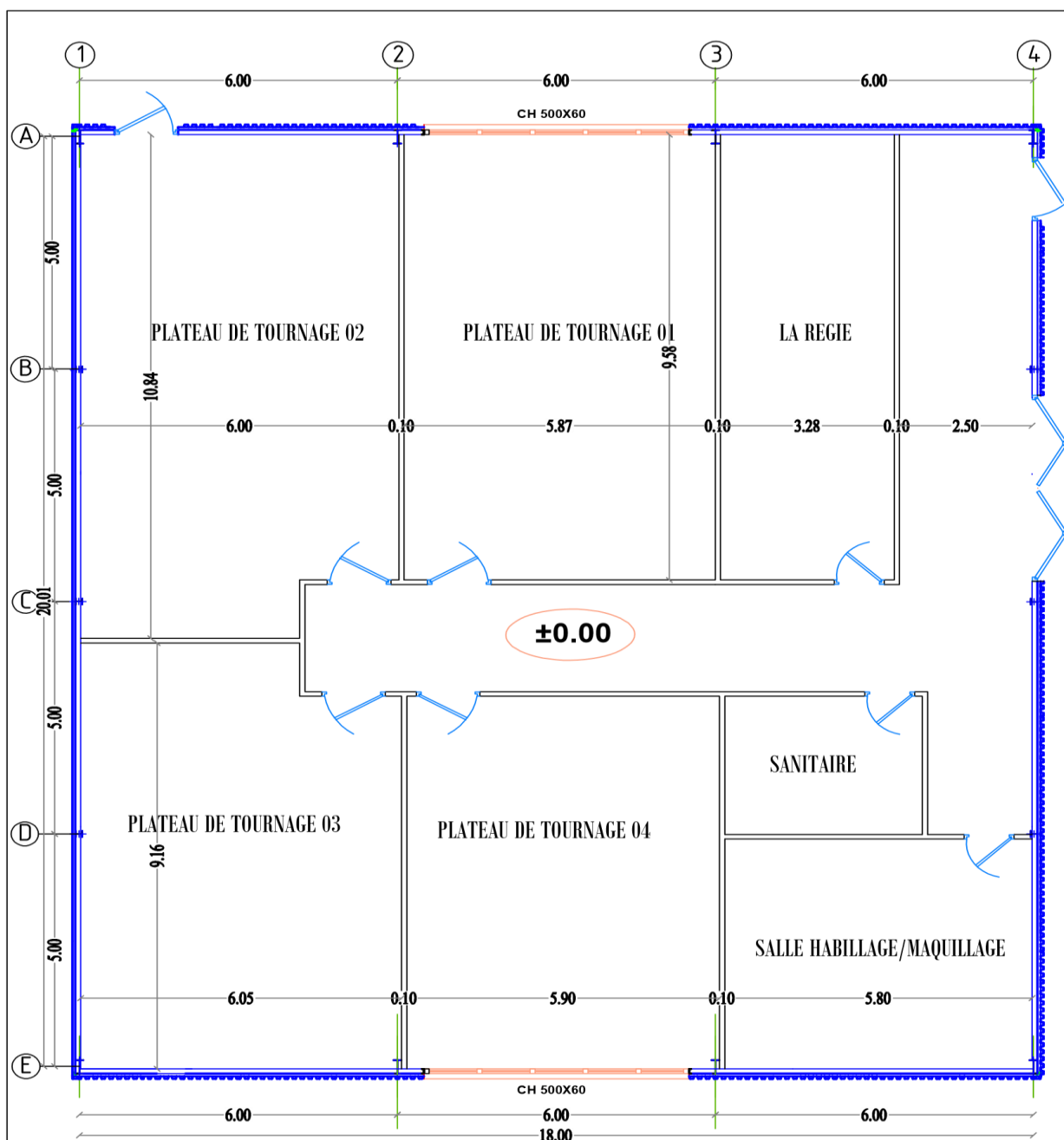


FAÇADE LATÉRALE



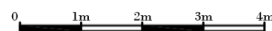
BLOC A

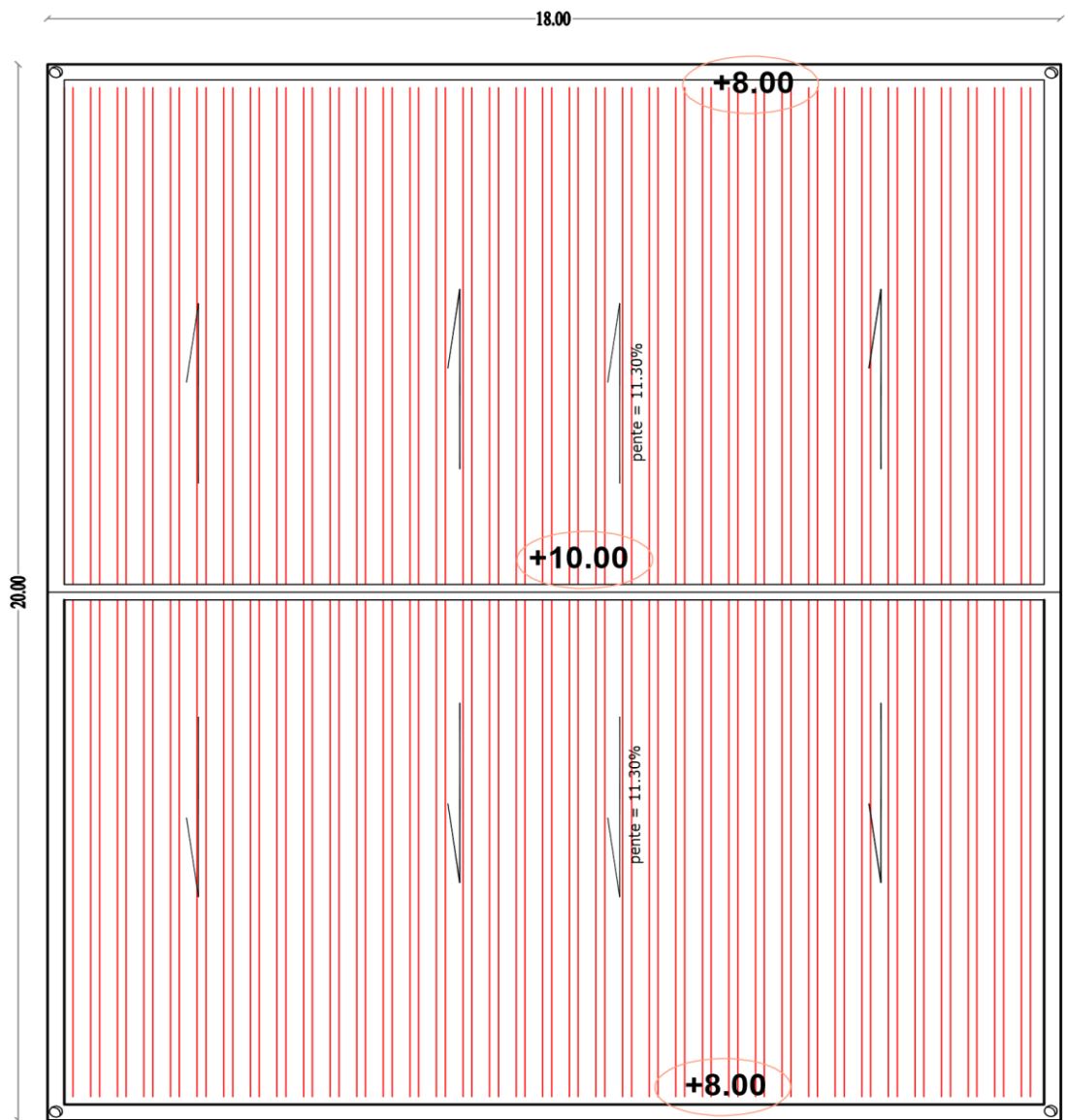




PLAN DE RDC

BLOC A





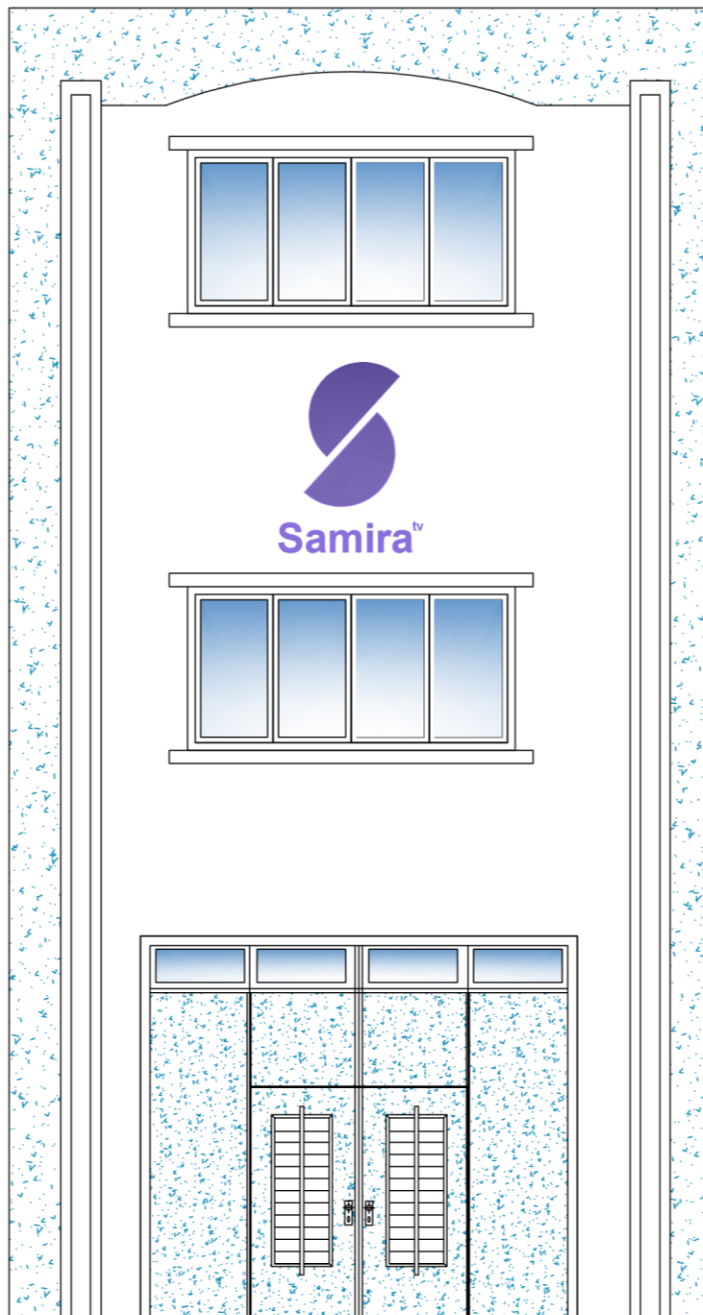
PLAN DE TOITURE

0 1m 2m 3m 4m

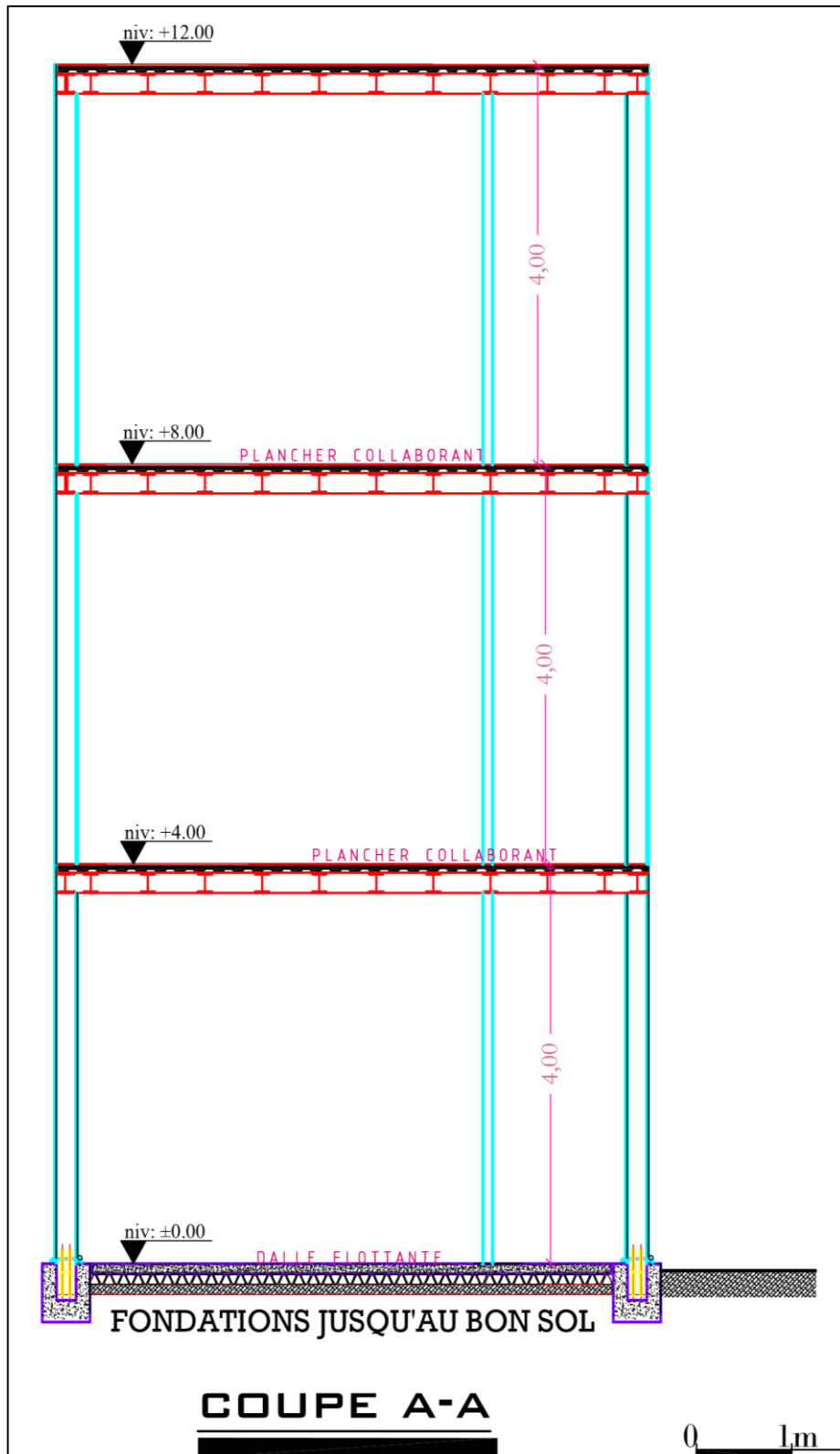
BLOC A

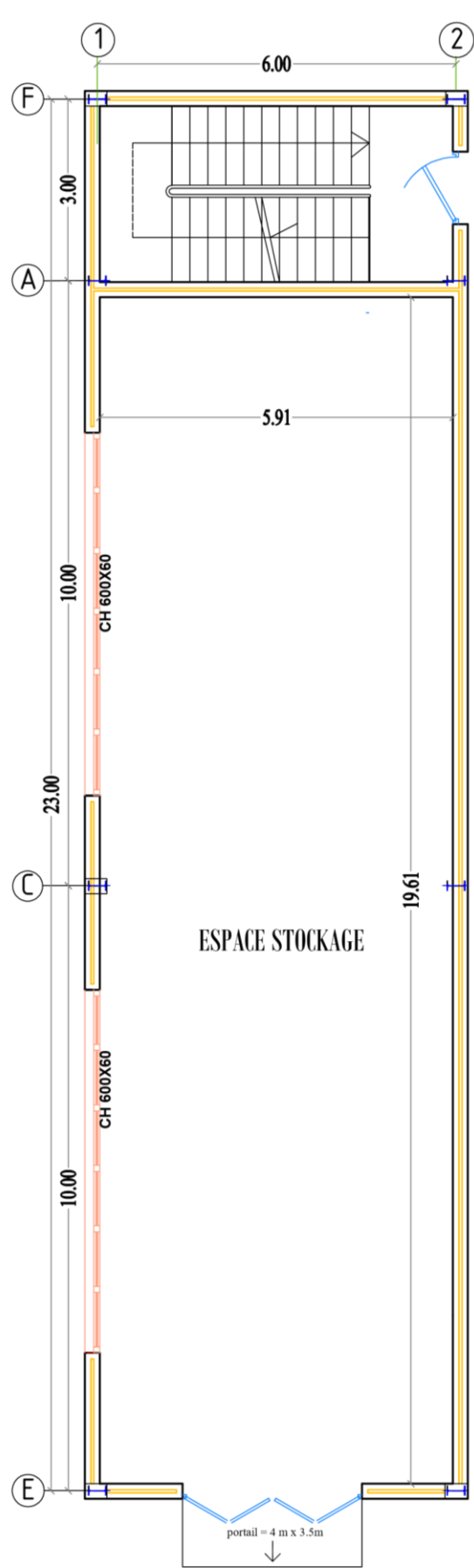
Plans Bâtiment

Plans Bâtiments

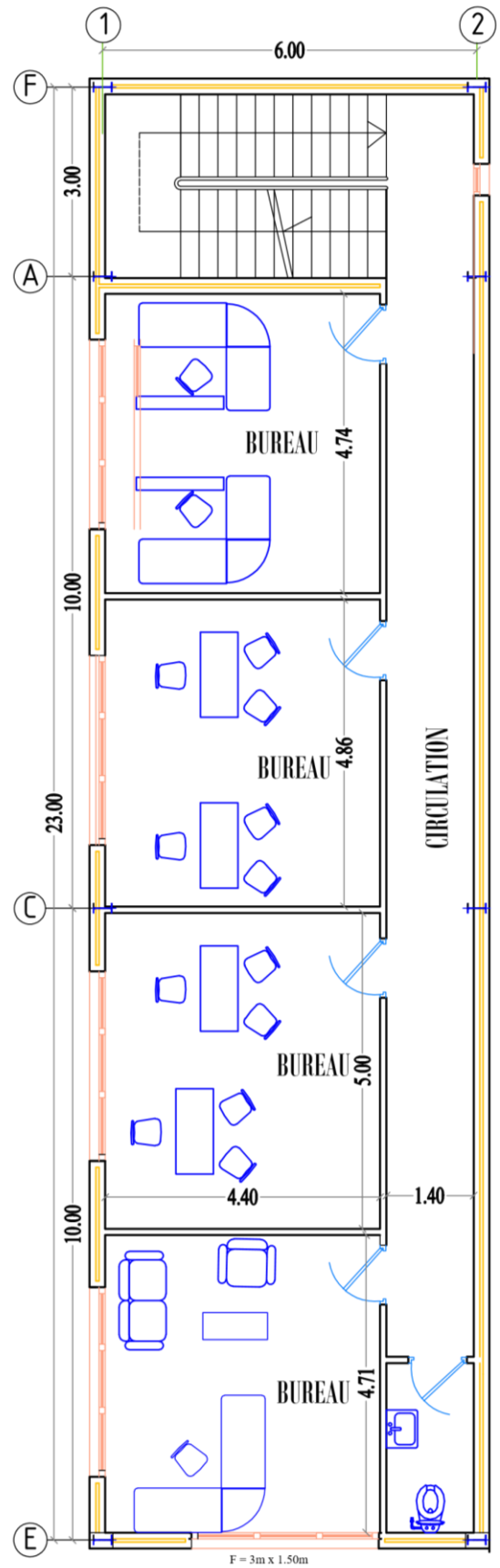


FAÇADE PRINCIPALE





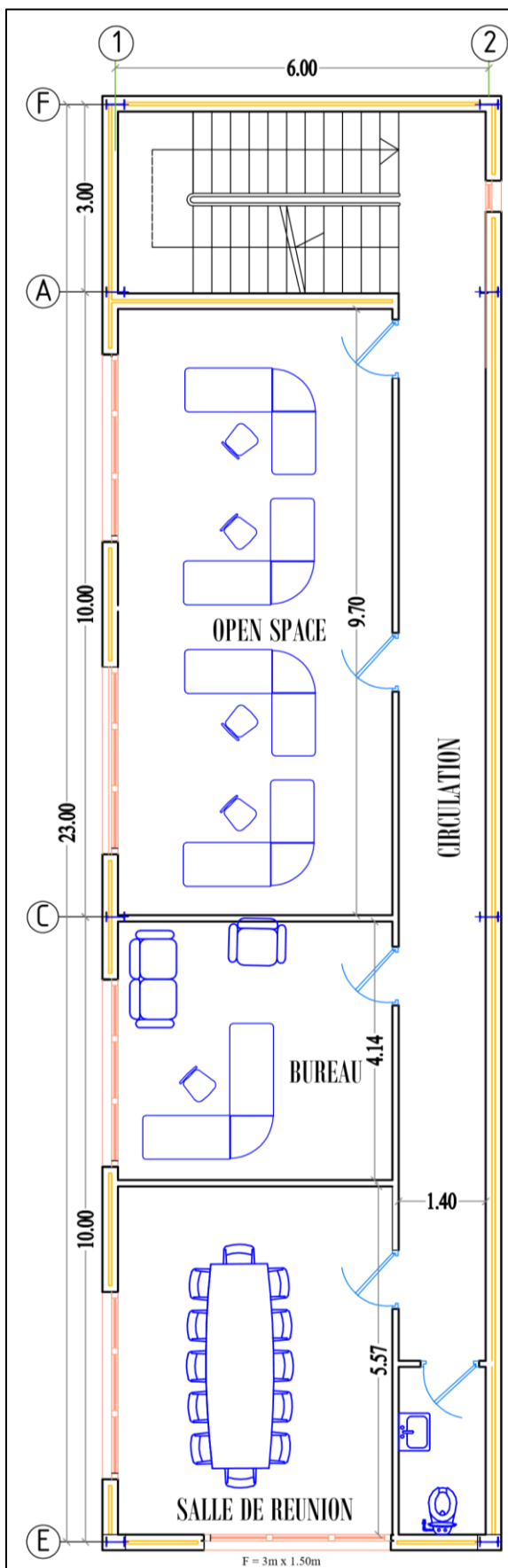
PLAN DE RDC



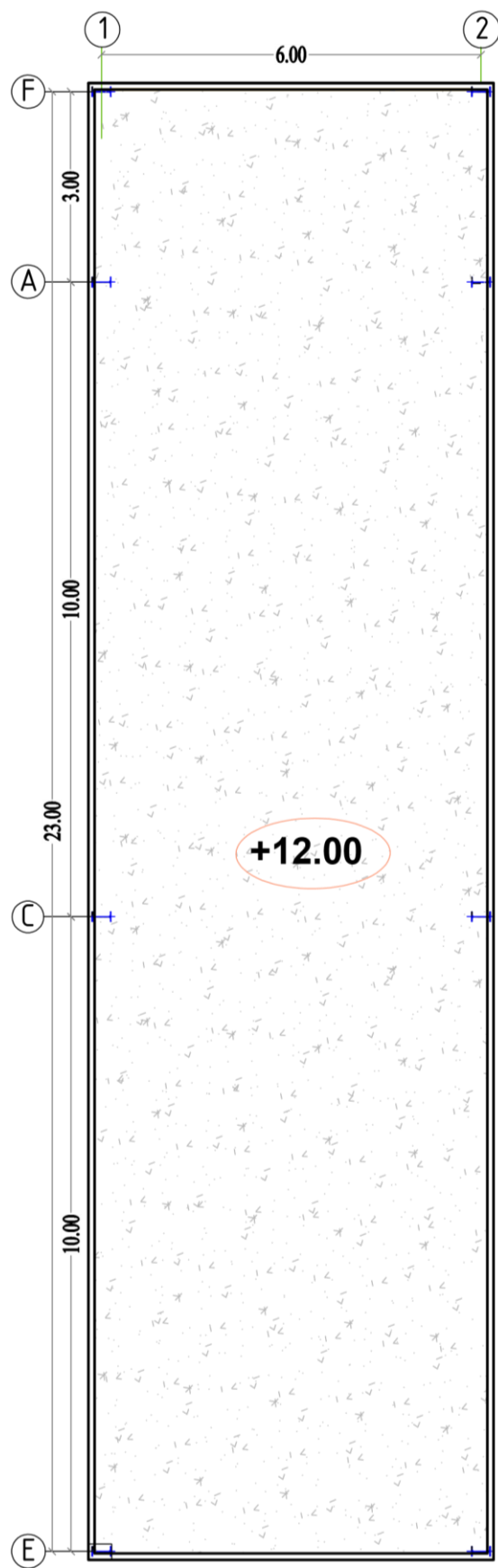
PLAN DE L'ETAGE 01

0 1m 2m 3m 4m

BLOC B



PLAN DE L'ETAGE 02



PLAN DE TOITURE

0 1m 2m 3m 4m

BLOC B

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans le cadre de notre formation de master 2 professionnel option Construction Métallique, un projet de fin d'étude nous a été confié. Il s'agit d'étudier deux structures : un bâtiment (R+2) et un hangar qui seront réalisés en charpente métallique.

Le choix de la charpente métallique dans ses constructions est dû aux multiples avantages qu'elle présente dont on peut citer :

- *La grande résistance de l'acier à la traction qui permet de franchir de grandes portées.*
- *La bonne tenue au séisme grâce à sa bonne ductilité.*
- *L'acier est un produit recyclable, et les structures en acier sont facilement démontables et les différents éléments peuvent être réutilisés.*
- *Possibilités architecturales plus étendues que les autres matériaux de construction.*

Par contre, l'acier présente quelques inconvénients à savoir :

- *Sa corrodabilité et sa fragilité vis à vis de l'eau qui doit être traité de façon particulière pour éviter tout type de risque d'effondrement.*
- *Sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.*

Le projet est subdivisé en plusieurs chapitres présentant chacun une partie, ce qui nous permettra d'une part de mettre en évidence les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine de génie civil, d'autre part de découvrir et d'appliquer les différents règlements et documents techniques réglementaires.

Plans de travail

- Tout d'abord, on a fait une présentation de : la géométrie des structures étudiées, des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés ainsi que les différents règlements à respecter.
- Puis en second lieu, on a effectué une étude climatique selon RNV 2013, ou on a tiré la pression statique due au vent sur les faces des deux structures ainsi que la charge de la neige sur la toiture.
- Ensuite, en fonction des charges estimée et en se basant sur les formules analytiques, on a effectué le pré dimensionnement des différents éléments des deux structures, à savoir:
 - Partie 1 : pré dimensionnement des éléments constituant le hangar (poteaux, pannes, ferme, lisses, potelets, ...etc.).
 - Partie 2 : pré dimensionnement des éléments constituant le bâtiment, à savoir : les éléments secondaires (solives, escalier, ... etc.), les éléments structuraux (poteaux, poutre secondaires, poutres maitresses, contreventement) et le composant plancher (plancher mixte).
- Après le calcul analytique, une validation via la méthode des éléments finis est effectuée, de ce fait, on a procédé à la modélisation des deux structures à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (**Robot Structural Analysis**), tout en appliquant un chargement sismique.
- Enfin, un récapitulatif de l'ensemble des résultats obtenus est donné sous forme d'une conclusion générale.

Chapitre 1 :

Présentation de l'ouvrage

I. Introduction

Le projet consiste à réaliser l'étude d'une grande salle de tournage (Hangar) et d'un bâtiment administratif en R+2 (ossature métallique et remplissage en maçonnerie)



Figure I-1 : Vue en 3D de l'ouvrage

I.1 Documents et normes utilisés

- Règle CCM97 Pour le dimensionnement des structures métalliques.
- Règle RNV2013 Pour l'étude de vent et de la neige.
- Règle RPA99 (Version 2003) Pour le calcul des efforts sismiques.
- Charges permanentes et charges d'exploitation « DTR BC 2.2 ».
- Eurocode 03 Pour le calcul des éléments de construction métalliques
- Eurocode 04 Pour le calcul des structures mixtes
- BAEL91(version99) Pour le béton armé aux états limites

I.2 Données du projet

- Site d'implantation : Alger. (Hydra)
- Surcharge du vent : ZONE I
- Surcharge neige $H \leq 200\text{m}$
- Zone sismique : ZONE III
- Group d'usage : 2
- Sol de catégorie : S3

I.3 Les assemblages

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont

- Les boulons
- La soudure

I.3.1 Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site,

- Boulons d'attache en haute résistance notée HR 8.8
- Boulons d'attache ordinaires classe 8.8
- Boulons d'ancrage M24 classe 6.6.

I.3.2 Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

Partie 1 : Salle de tournage (hangar)

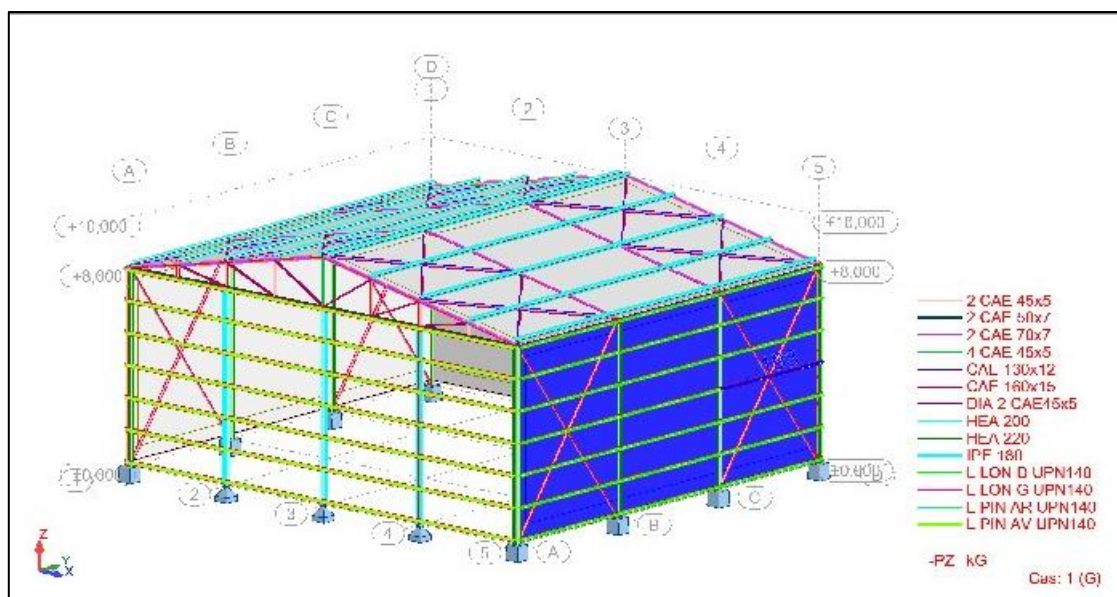


Figure I-2 : Vue en 3D du Hangar

I.1 Géométrie de l'ouvrage

- La longueur totale de l'ouvrage $L_x = 20\text{m}$
- La largeur totale de l'ouvrage $L_y = 18\text{m}$
- La hauteur totale de l'ouvrage $H = 10\text{m}$
- Hauteur totale des poteaux..... $H_p = 8\text{ m}$
- La pente du versant. $\alpha = 11,30^\circ$

I.2 Eléments de l'ouvrage

I.2.1 Système structural

La stabilité de la structure est assurée par deux types de systèmes de contreventement :

- **Contreventement verticale:** a pour but, de transférer les forces horizontales aux fondations. Il est assuré par des palées de stabilité.
- **Contreventement horizontal:** a pour but, de rigidifier les surfaces horizontales qui doivent transmettre les forces dues au vent et au séisme agissant sur la façade au point fixe verticaux. Il est assuré par les poutres au vent.

I.2.2 La toiture

La couverture du toit est en tôles PL 75 (Panneaux sandwich), d'épaisseur 5/10, nervurées et pré laquées en usine, prêtes au montage

Les panneaux sandwichs sont fixés sur des pannes liées entre elles avec des liernes et fixées à leur tour sur les fermes avec des échantignoles.

I.3 Matériaux utilisés

L'acier de construction est de nuances S235.

- La limite élastique de traction, : $f_y=235$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal : $E=210000$ Mpa.
- Module d'élasticité transversal ; $G=81000$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier ; $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Coefficient de poisson $\nu= 0.3$.

Partie 2 : Bâtiment (R+2)

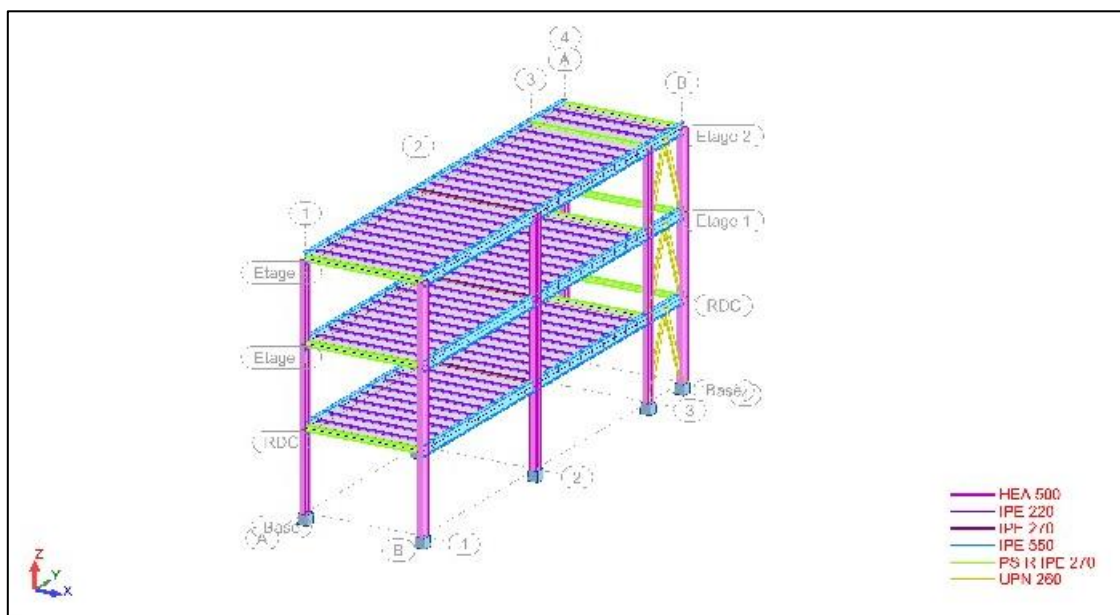


Figure I-3 :Vue en 3D du Bâtiment

I.4 Géométrie de l'ouvrage

- La longueur totale de l'ouvrage $L_x = 6\text{m}$
- La largeur totale de l'ouvrage $L_y = 23\text{m}$
- La hauteur totale de l'ouvrage $H = 12\text{m}$
- Hauteur totale des poteaux..... $H_P = 8\text{ m}$
- La hauteur de RDC..... $H_{RDC} = 4\text{ m}$
- La hauteur de l'étage courant $H_{EC} = 4\text{ m}$

I.5 Eléments de l'ouvrage

I.5.1 Système structural

La stabilité de la structure est assurée par des palées de stabilité en V inversé dans le sens longitudinal et par portique dans le sens transversal.

I.5.2 Plancher

Les plancher sont des aires planes limitant les étages. Dans le cas de ce bâtiment, le plancher est mixte à dalle collaborant en béton. Cette dernière est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant, un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température.

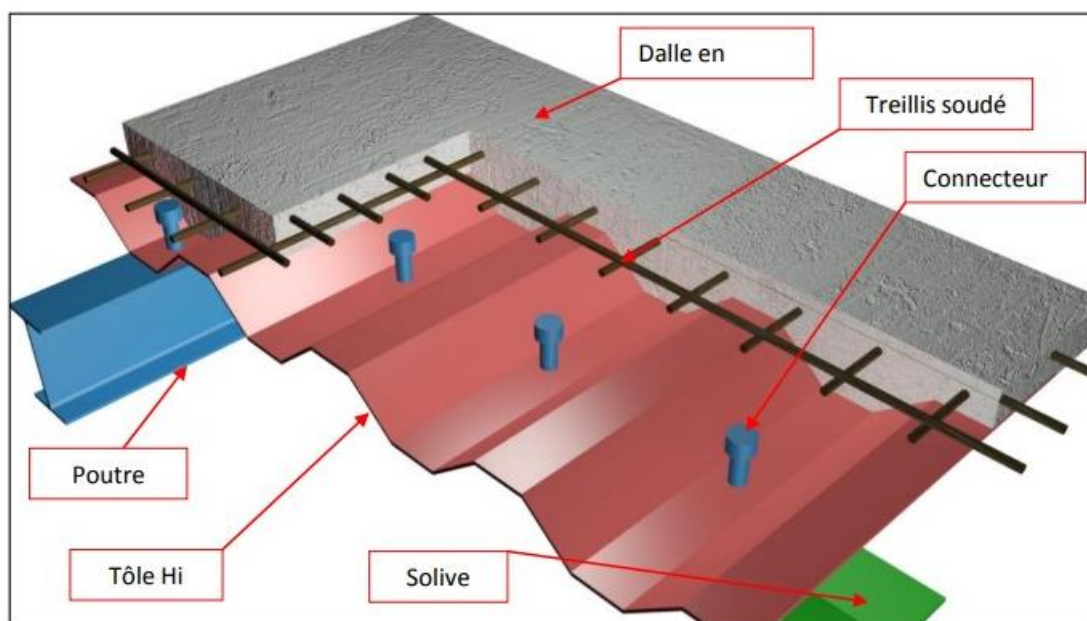


Figure I-4 : Plancher mixte (connecteurs acier-béton)

I.5.3 Les escaliers

L'escalier est la partie du bâtiment qui permet le passage à pied d'un étage à l'autre, il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

La structure étudiée comporte un escalier droit à deux volées avec palier de pose qui assurent la circulation verticale entre les différents niveaux.

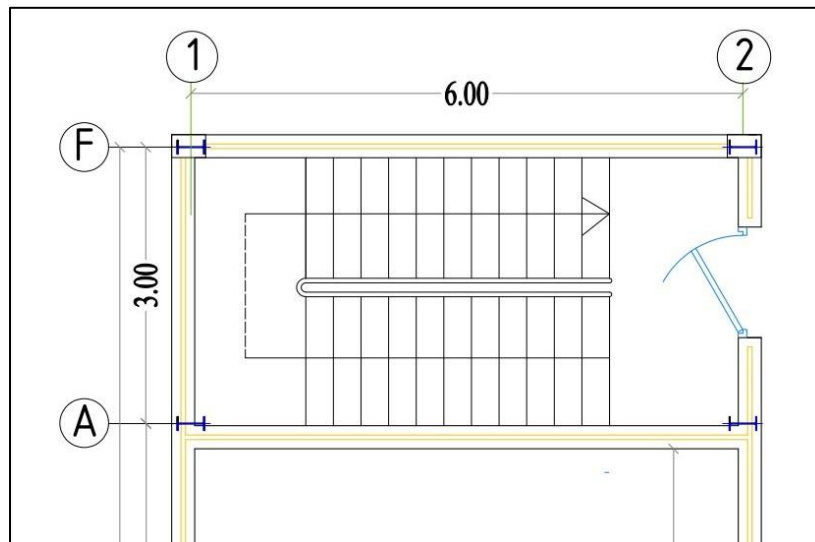


Figure I-5 Escalier droit à deux volées avec palier de pose

I.5.4 Les façades

- Murs extérieurs :

Les murs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique.

- Murs intérieurs :

Seront réalisées avec une simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur

I.5.5 Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés sont essentiellement

L'acier

Le béton

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment. Pour les planchers et les fondations on utilise un béton qui présente les caractéristiques suivantes:

- Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La résistance caractéristique à la traction $f_{t28} : f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 14000$
- Briques creuse pour la maçonnerie.
- Carrelage, sable et mortier pour le revêtement du sol.
- Mortier, plâtre pour le revêtement des murs.
- Armatures pour béton armé :

Les armatures utilisées pour le ferrailage des fondations et du plancher sont:

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance Fe 400, de limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Treillis soudé à haute adhérence, de limite élastique : $f_e = 520 \text{ Mpa}$

Chapitre 2 :

Etude climatique

II. Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissantes sur l'ensemble de l'ouvrage (hangar et bâtiment R+2) et sur les différentes parties des structures, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 2013)

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent, et ce, dans toutes les directions possibles.

II.1 Domaines d'applications du règlement

- Le règlement neige et vent s'applique seulement sur :
- Les structures ayant une hauteur max $\leq 200\text{m}$.
- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, ...etc.
- Cheminées et ouvrage similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, ...etc.)
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues échafaudages, ...etc.)

II.2 Principe de calcul

Selon le règlement RNV2013 :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Les actions de vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent.

Pour déterminer l'action du vent, on distingue deux catégories de construction :

- **Catégorie 1:** Elle regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation administration scolaire...
- **Catégorie 2 :** Elle regroupe les constructions ajourées telle que les structures verticales en treillis, les cheminées et ouvrage similaires.

II.2.1 Calcul des pressions statiques dues au vent

$$Esq. 1 : W(z) = C_d \times q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

A. Pression dynamique de pointe

$$Esq. 2 : q_p(z) = q_{ref} \times C_e$$

Les structures étudiées sont situées dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le tableau suivant du **RNV 201**

Tableau II-1 Pression dynamique de référence

Zone	q_{ref} (daN/m ²)
I	37,5
II	43,5
III	50,0
IV	57,5

➤ Calcul du coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain et de la topographie du site

Esq. 3 : $C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$

➤ Coefficient de la rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ donné par la loi log ci-après (voir Esq. 4) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Esq. (4) : } C_r(z) = k_T \times \ln \frac{z}{z_0} & \text{Pour } Z_{(min)} \leq Z \leq Z_{max} = 200m \\ \text{Esq. 5: } C_r(z) = C_r(Z_{min}) & \text{Pour } Z \leq Z_{min} \end{array} \right.$$

Dans le cas de ce PEF, en appuyant sur les données ci-dessus :

Tableau II-2 catégorie de terrain

Catégorie de terrain	k_T	$Z_0(\text{m})$	$Z_{min}(\text{m})$	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 a végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zones a 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 Zone a couvertures végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 de fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbains dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m.	0.234	1	10	0.67

Donc, on s'appuyant sur les données du tableau (2) et en appliquant l'équation (4), on obtient la valeur du coefficient C_r :

A.N:

$$C_r(z = 10) = 0,215 \times \ln \frac{10}{0,3} \longrightarrow C_r(z) = 0,754$$

➤ Calcul de l'intensité de turbulence I_v :

Tel que représenté dans la relation ci-après Esq. (5) L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisée par la vitesse moyenne du vent.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Esq. 6: } I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln \frac{z}{Z_0}} & \text{pour } Z \geq Z_{min} \quad [5] \\ \text{Esq. 7: } I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln \frac{Z_{min}}{Z_0}} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{array} \right.$$

A.N:

$$\bullet \quad I_v(z = 10) = \frac{1}{1 \times \ln \frac{10}{0,3}} \longrightarrow I_v(z) = 0,28$$

➤ Coefficients de topographie C_t :

D'après (RNV2013), le coefficient C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, ...etc.

Tableau II-3 coefficients de topographie C_t

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

En se référant aux données communiquées par le BET, le site d'implantation des structures étudiées dans ce PFE est un site plat. Ainsi, en s'appuyant sur le tableau 3, la valeur caractéristique du coefficient C_t dans ce cas est de : $C_t = 1$

• **Le coefficient de d'exposition :**

$$C_e(z) = 1 \times 0,754^2 \times [1 + 7 \times 0,285] \longrightarrow C_e(z) = 1,702$$

• **La pression dynamique :**

$$q_p(z) = 37,5 \times 1 \times 1,702 \longrightarrow q_p(z) = 63,83 \text{ daN/m}^2$$

B. Calcul du coefficient dynamique C_d :

La valeur du coefficient C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois d'une part, et d'une autre part aux effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence d'oscillation de la structure.

Selon RNV2013 une valeur conservative de $C_d=1$ peut être considérée dans les cas suivants

- Bâtiment dans la hauteur est inférieur à 15m
- Eléments de façade et de toiture dans la fréquence propre est inférieure à 5Hz
- Bâtiments à ossature comportant des murs dans la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent
- Cheminée à section transversale circulaire dans la hauteur est inférieure à 60m et à 6,5 le diamètre.

Et pour ce projet on considère $C_d=1$

II.3 Détermination des coefficients des pressions

➤ Coefficient de pression extérieure :

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 définies c pour des surface chargée de $1m^2$ et $10m^2$ auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe1} et C_{pe10}

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

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

Tableau II-4 coefficient de pressions extérieures (parois verticales)

A		B		C		D		E	
C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}
-1,0	-1,3	-1,0	-1,0	-0,5		+0,8	1,0	-0,3	

Tableau II-5 coefficient de pression extérieurs (toitures à deux versant)

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0$									
	F		G		H		I		J	
	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,6	-0,6	-0,6		
								+0,2		
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4	-1,0	-1,5	
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5			-0,4	-0,5		
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 $\theta = 90$							
	F		G		H		I	
	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
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	

Partie 1 : Etude au vent du Hangar

II.1 Vent perpendiculaire au pignon (direction V1)

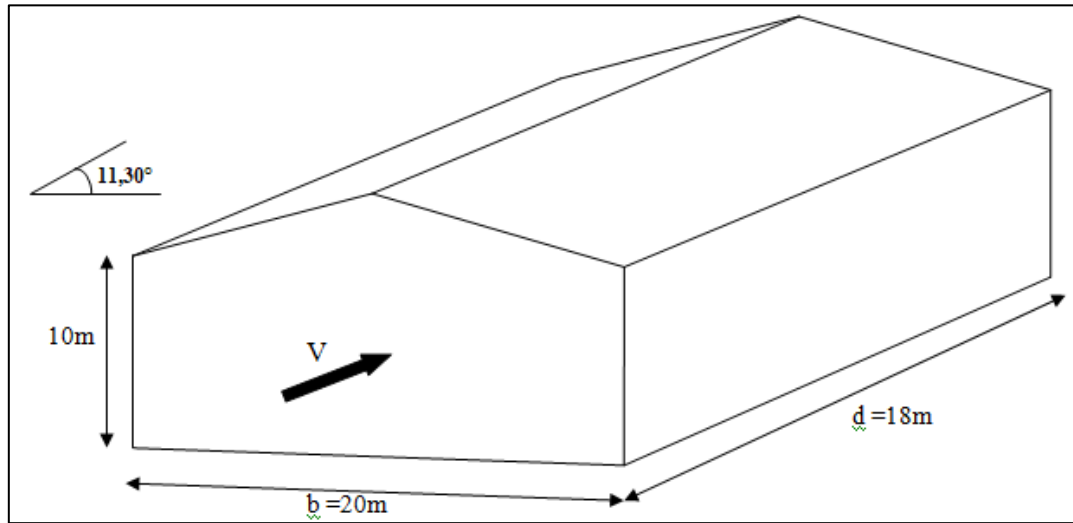


Figure II-1 direction d'application V1

La détermination des différentes zones de pression est effectuée selon les directives données par le règlement RNV 2013

➤ Parois verticales

Pour cette direction du vent :

- $e = \min (b ; 2h)$
- $e = \min (20 ; 20) \Rightarrow \boxed{e = 20 \text{ m}}$

$e \geq d$

- Zone A = $\frac{e}{5} = 4 \text{ m}$
- Zone B = $d - \frac{e}{5} = 14 \text{ m}$

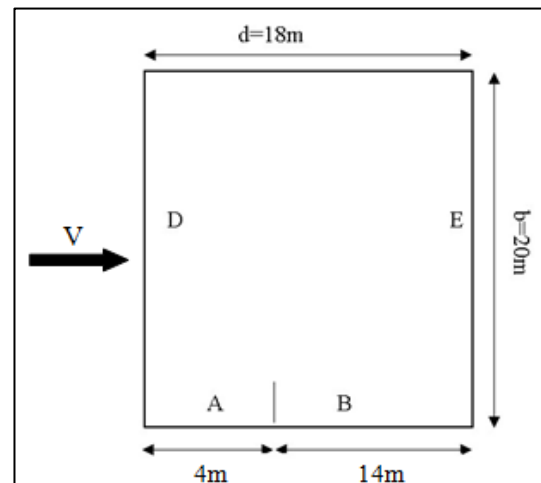


Figure II-2 Zone de pression pour les parois verticales – (Direction V1)

Tableau II-6 Coefficient extérieure de la paroi vertical (Direction V1)

zone	A	B	D	E
C_{pe}	-1,0	-0,8	+0,8	-0,3
surface en m ²	32	112	180	180

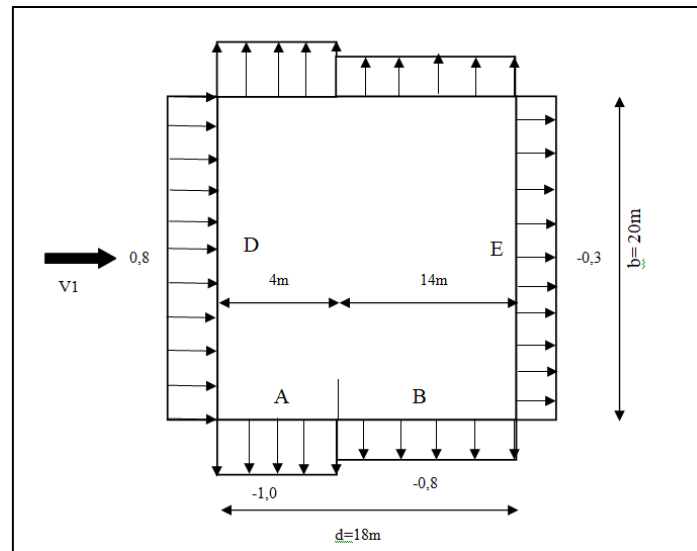


Figure II-3 Valeurs de Cpe sur parois verticales - Direction V1

A. Versant de toiture

La toiture a deux versant avec un angle d'inclinaison $\alpha = 11.30^\circ$

Zone de toiture

- $e/4 = 20/4 = 5\text{m}$
- $e/10 = 20/10 = 2\text{m}$
- $e/2 = 20/2 = 10\text{m}$

Dans le règlement (RNV13), des valeurs du coefficient C_{pe} sont données pour certain angles d'inclinaisons (voir tableau II.5). Par conséquent, les coefficients C_{pe} relatives aux autres valeurs des angles d'inclinaisons c.à.d. Les valeurs qui n'ont pas été communiquées par le règlement, elles sont obtenues par interpolation linéaire.

Dans le cas de ce PFE, l'angle d'inclinaison est donné $= 11,3$, cette valeur est comprise entre 5° et 15° par interpolation linéaire et par la formule (Esq.8) ci-dessous on obtient les valeurs de C_{pe} dans le tableau (7) ci-après.

$$\text{Esq. 8: } f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0}$$

Tableau II-7 Coefficient de pression extérieure des versants de toiture (direction V1)

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1,41	-1,3	-0,63	-0,53
Surfaces(m ²)	20	20	160	160

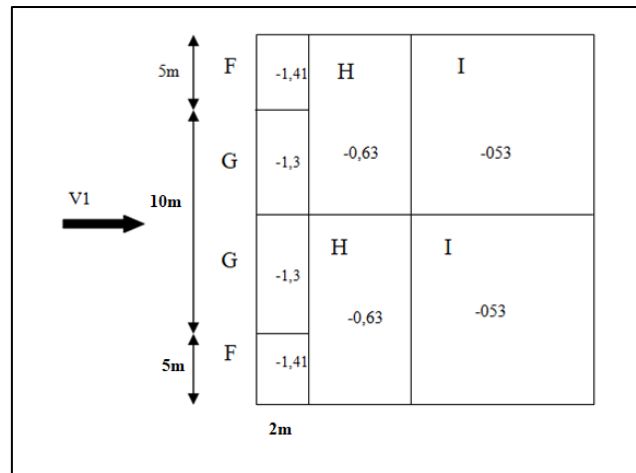


Figure II-4 Valeurs de C_{pe} sur la toiture – (Direction V1)

B. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Vérification si la face est dominante :

D'après le règlement (RNV13) :

Une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans ladite face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures et des fuites d'air dans les autres faces du bâtiment.

- Aire des ouvertures de la face dominante : $A_1 = 14,52 \text{ m}^2$
- Aire des ouvertures des autres faces : $A_{autres} = 8,52 \text{ m}^2$

$$A_1 \leq 2A_{autres} = 17,04$$

Note : Des résultats développés dans l'étape d'étude ci-dessus, on constate que la face au vent n'est pas dominante.

Pour les bâtiments sans face dominante le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure(II-5) avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité.

➤ Calcul de l'indice de perméabilités μ_p :

$$\text{Esq. 9 : } \mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } c_e \leq 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{8,52}{23,04} = 0,36$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{18} = 0,55$$

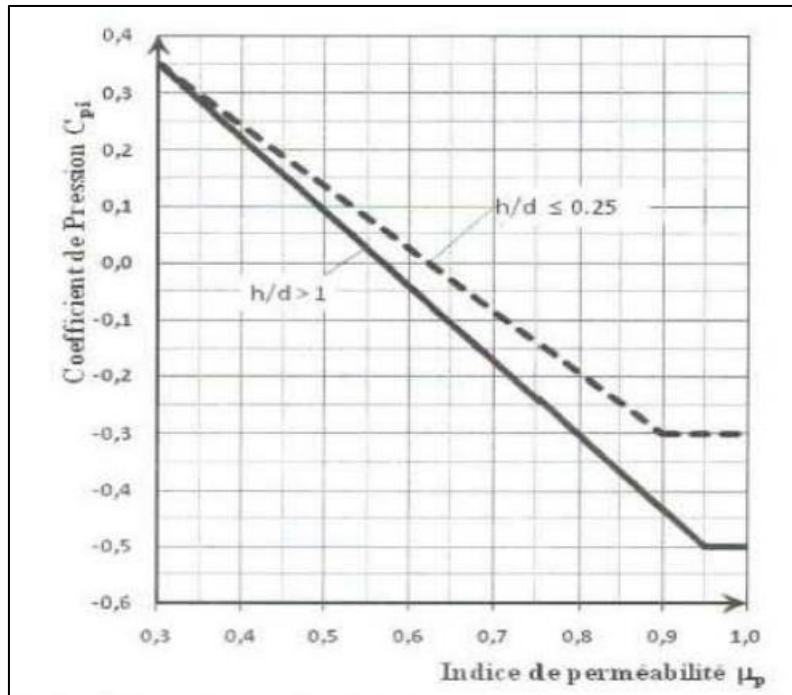


Figure II-5 Coefficient de pression intérieure C_{pi} (RNV2013)

Note pour la (Figure II-5) : Selon RNV13

Pour les valeurs comprise entre $0,25 < \frac{h}{d} < 1$ une interpolation linéaire peut être utilisée

Par projection sur les graphes illustrer dans la **(Figure II-5)**: $C_{pi} = 0,27$

Après les calculs des coefficients, les résultats de la pression aérodynamique du vent sont donnés dans les tableaux ci-après :

Tableau II-8 Pressions sur les parois verticales – Direction V1

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_{p(z)}$ daN/m^2	$w_{(z)}$ daN/m^2
A	-1,0	0,27	-1,27	63 ,83	-81,06
B	-0,8	0,27	-1,07	63 ,83	-68,29
D	+0,8	0,27	0,53	63 ,83	33,82
E	-0,3	0,27	-0,57	63 ,83	-36,38

Tableau II-9 Pression sur la toiture – Direction V1

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_{p(z)}$ daN/m^2	$w_{(z)}$ daN/m^2
F	-1,41	0,27	-1,68	63 ,83	-107,23
G	-1,3	0,27	-1,57	63 ,83	-100, 02
H	-0,63	0,27	-0,9	63 ,83	-57,44
I	-0,53	0,27	-0,8	63 ,83	-51,06

La répartition des pressions sur les parois verticales et les versants de toitures donné par les tableaux **Tableau II-8)** et **Tableau (II-9)** respectivement, sont illustrées dans les **Figure (II–7)** et **Figure (II–6)** ci-après.

C. Parois verticales :

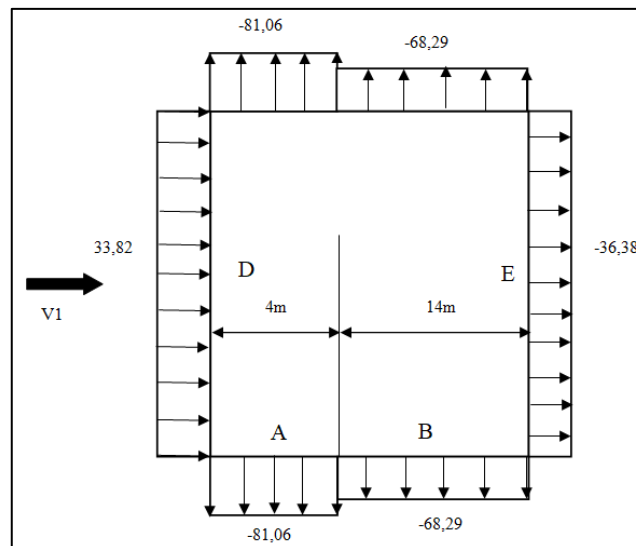


Figure II–7 Répartition des pressions sur les parois verticales de la structure (V1)

Toiture :

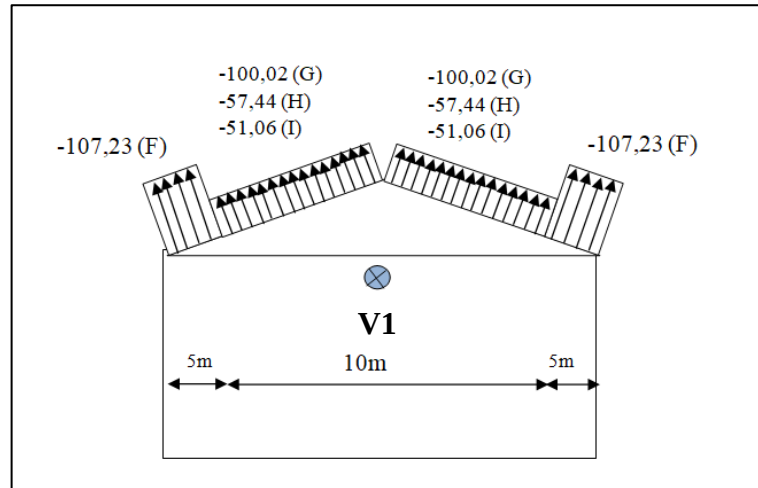


Figure II-8 Répartition des pressions sur les composants de la structure (V1)

II.2 Vent perpendiculaire au long pan (Direction V2)

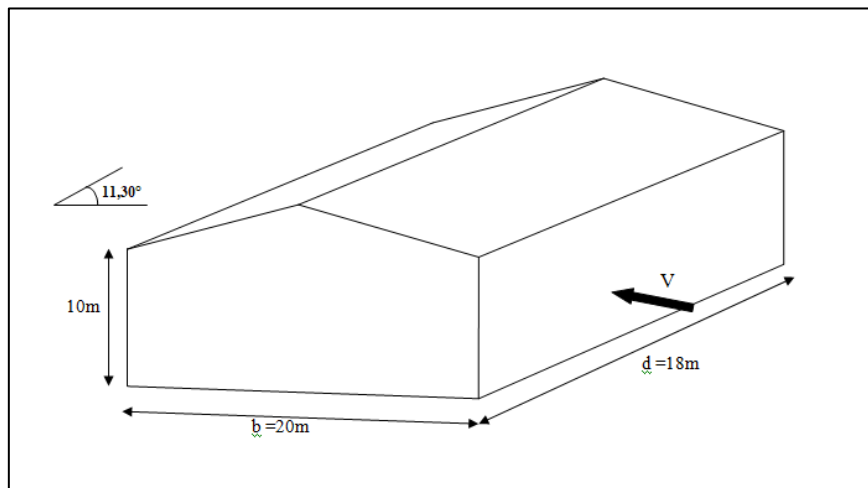


Figure II-9 direction d'application V2

A. Parois verticales

Pour cette direction du vent :

- $e = \min (b ; 2h)$
- $e = \min (18 ; 20)$

$e < d$

- Zone A = $\frac{e}{5} = 3.6 \text{ m}$
- Zone B = $\frac{4e}{5} = 14.4 \text{ m}$
- Zone C = $d - e = 2 \text{ m}$

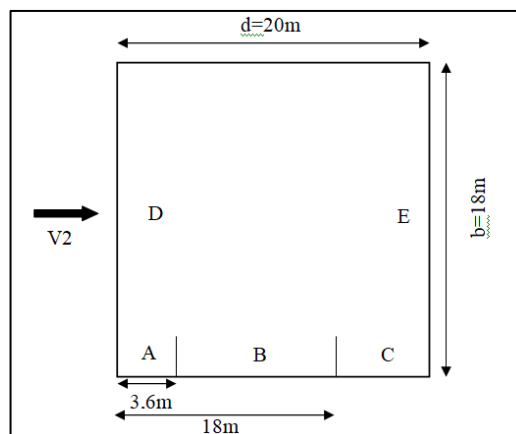


Figure II-10 Zone de pression pour les parois verticales(V2)

Tableau II-10 coefficient extérieure de la paroi vertical (Direction V2)

zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3
surface en m^2	28,8	115,2	16	144	144

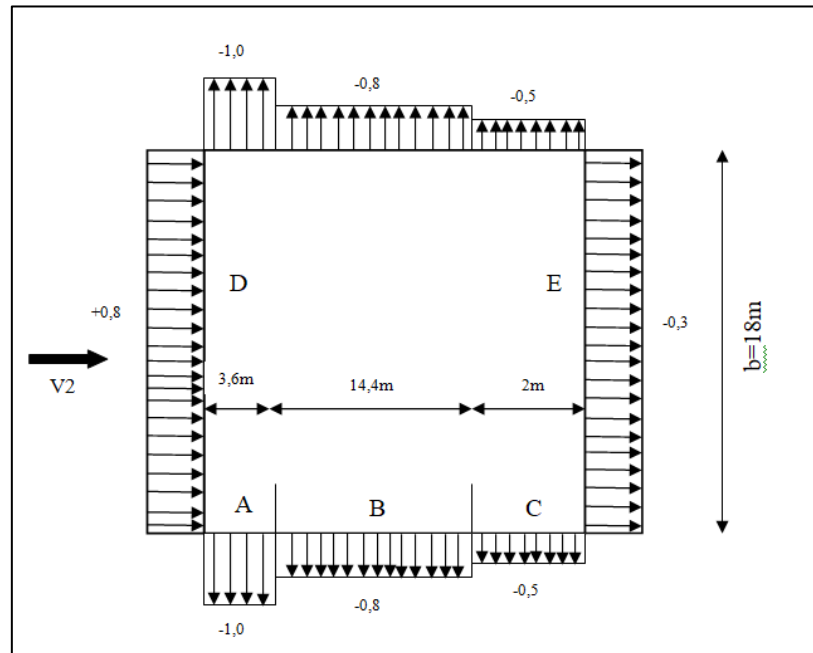


Figure II-11 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - Direction V2

B. Versant de toiture

Dans le cas de ce PFE l'angle d'inclinaison α égale à 11.30° , cette valeur est comprise entre 5° et 15° (**voir Tableau II-**), par interpolation linéaire entre les coefficients de pression pour $\alpha = 5^\circ$; $\alpha = 15$ et par l'équation (Esq.8) on obtient les valeurs de C_{pe} suivantes :

Tableau II-11 Coefficient de pression extérieure des versants de toiture (Direction V2)

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1,19	-0,948	-0,411	-0,474	-0,852
	-0,503	-0,318	-0,096		-0,556
surface en m^2	16,2	16,2	147,6	147,6	32,4

Zone de toiture

- $e/4 = 18/4 = 4,5m$
- $e/10 = 18/10 = 1,8m$
- $e/2 = 18/2 = 9m$

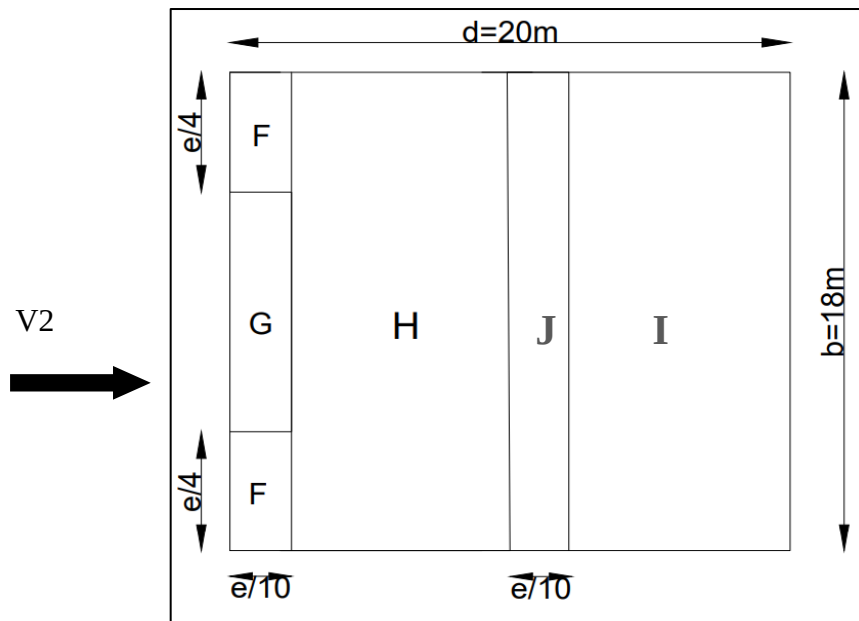


Figure II-12 Valeurs de C_{pe} pour la toiture – Direction V2

➤ Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Vérification si la face est dominante :

Pour vérifier si oui ou non la face est dominante, la même démarche que celle présentée en § II.1-B (P.15) est adoptée.

➤ Calcul de l'indice de perméabilités μ_p :

Le calcul se fera par l'équation (Esq.9) donnée par le RNV13

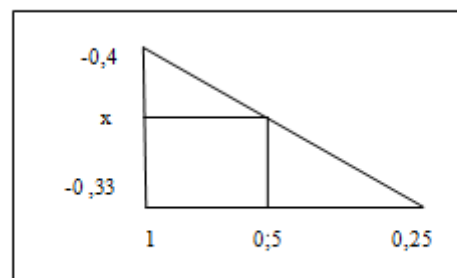
$$\begin{aligned} - \mu_p &= \frac{20,04}{23,04} = 0,87 \\ - \frac{h}{d} &= \frac{10}{20} = 0,50 \end{aligned}$$

Par interpolation :

$$\frac{1-0,5}{1-0,25} = \frac{-0,4-x}{-0,4+0,33} \Rightarrow x = -0,35$$

Le coefficient de pression intérieure

$$C_{pi} = -0,35$$



Sur la base des calculs donnés ci-dessus, dans les tableaux (II-12) et (II-13), les principaux résultats de la pression aérodynamique du vent sont donnés.

Tableau II-13 Pressions sur les parois verticales – Direction V2

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_{p(z)}$ daN/m^2	$w_{(z)}$ daN/m^2
A	-1,0	-0,35	-0,35	63 ,83	-41,48
B	-0,8	-0,35	-0,45	63 ,83	-28,72
C	-0,5	-0,35	-0,15	63 ,83	-9,57
D	+0,8	-0,35	1,15	63 ,83	73,40
E	-0,3	-0,35	0,05	63 ,83	3,19

Tableau II-14 Pression sur la toiture – Direction V2

ZONE	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_{p(z)}$ daN/m^2	$w_{(z)}$ daN/m^2
F	-1,190	-0,35	-0,84	63.83	-53,61
	-0,503		-0,153		-9,76
G	-0,948	-0,35	-0,598	63.83	-38,17
	-0,318		0,032		2,04
H	-0,411	-0,35	-0,061	63.83	-3,89
	-0 ,096		0,257		16,40
I	-0,474	-0,35	-0,124	63.83	-7,91
J	-0,852	-0,35	-0,502	63.83	-32,04
	-0 ,556		-0,206		-13,14

II.3 Vent perpendiculaire au long pan (Direction V3)

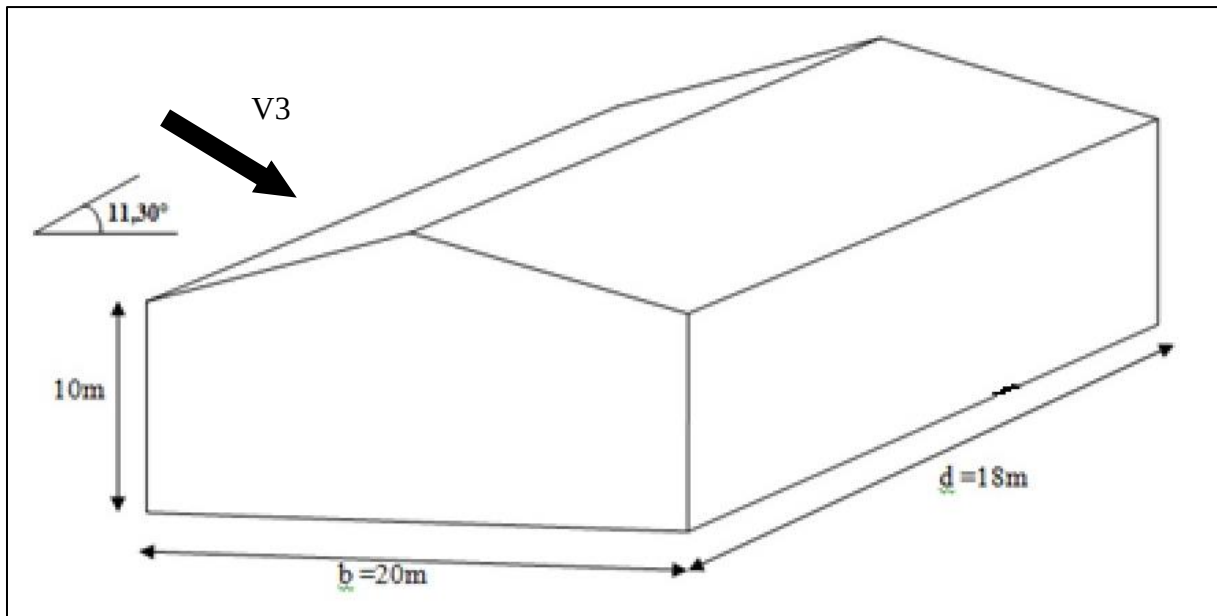


Figure II–13 Direction d'application V3

A. Parois verticales

Pour cette direction du vent :

- $e = \min(b ; 2h)$
- $e = \min(18 ; 20)$

$e = 18 \text{ m}$

$e < d$

- Zone A = $\frac{e}{5} = 3.6 \text{ m}$
- Zone B = $\frac{4e}{5} = 14.4 \text{ m}$
- Zone C = $d - e = 2 \text{ m}$

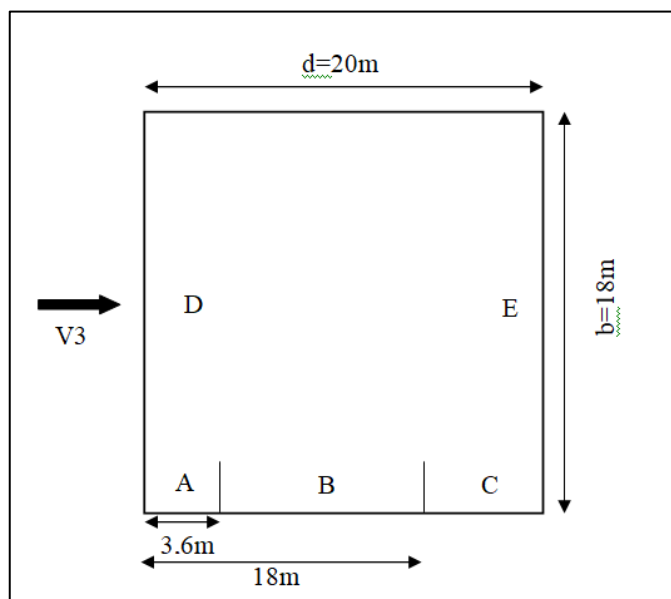


Figure II–14 Zone de pression pour les parois verticales (V3)

➤ Coefficient de pression extérieur C_{pe}

Tableau II-15 Coefficient de pression extérieure de la paroi verticale (Direction V3)

zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3
Surface	22,8	115,2	16	144	144

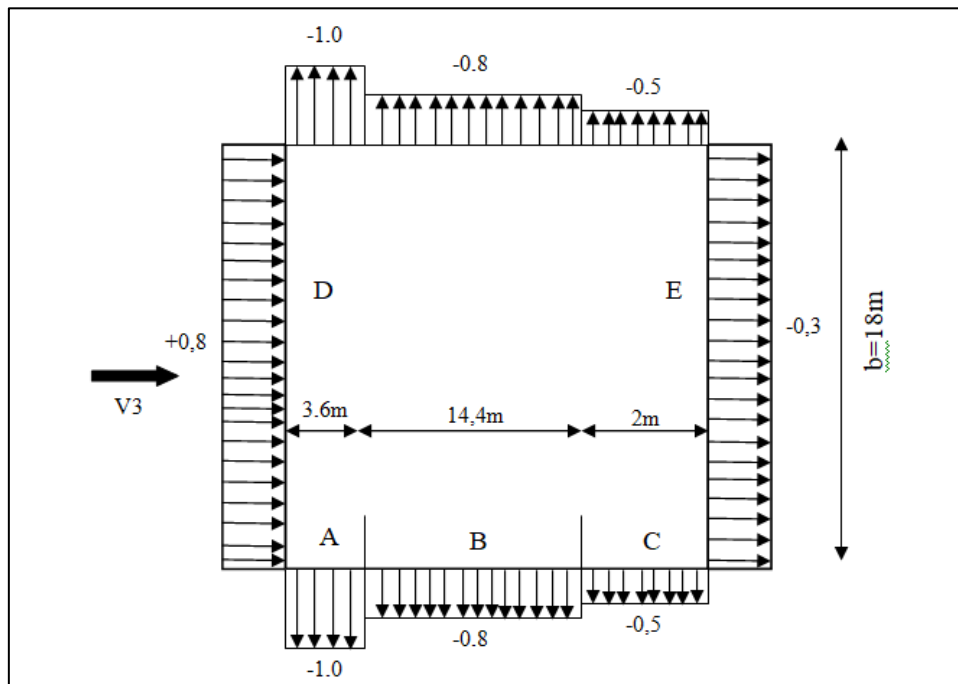


Figure II–15 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales – (Direction V3)

B. Versant de toiture

Zone de toiture

- $e/4 = 18/4 = 4,5\text{m}$
- $e/10 = 18/10 = 1,8\text{m}$
- $e/2 = 18/2 = 9\text{m}$

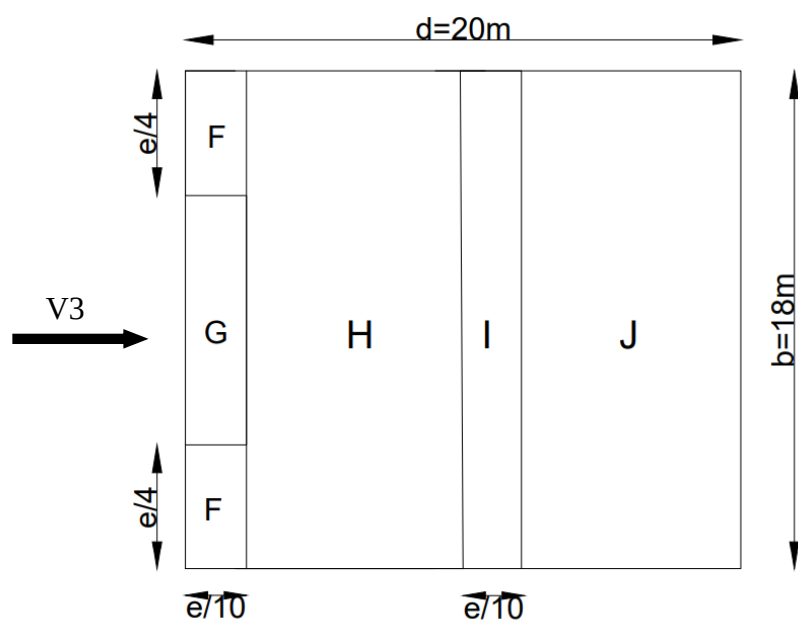


Figure II–16 Valeurs de C_{pe} pour la toiture – Direction V3

Note : Par le même procédé de calculs que pour la direction V1 les coefficients de pression extérieure sont donnée par le **Tableau(II-16)** ci-dessous.

Tableau II-16 Coefficient de pression extérieure des versants de toiture (Direction V3

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1,196	-0,948	-0,411	-0,474	-0,852
	-0,503	-0,318	-0,096		-0,556
surface	16,2	16,2	147,6	147,6	32,4

➤ Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Pour vérifier si oui ou non la face est dominante, la même démarche que celle présenté en § II.1-B (P.15)

➤ Calcul de l'indice de perméabilités μ_p :

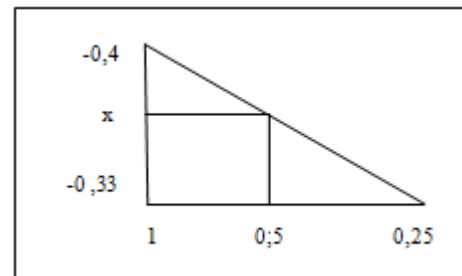
En se basant sur l'équation (Esq.9)

$$- \mu_p = \frac{17,52}{23,04} = 0,76$$

$$- \frac{h}{d} = \frac{10}{20} = 0,50$$

- Par interpolation :

$$\frac{1-0,5}{1-0,25} = \frac{-0,25-x}{-0,25+0,15} \Rightarrow x = -0,18$$



Le coefficient de pression intérieure

$$C_{pi} = -0,18$$

Sur la base des calculs donnés ci-dessus, dans les **Tableau (II-17)** et **Tableau (II-18)**, les principaux résultats de la pression aérodynamique du vent sont présentés.

Tableau II-17 Pressions sur les parois verticales – Direction V3

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_{p(z)}$ daN/m^2	$w_{(z)}$ daN/m^2
A	-1,0	-0,18	-0,82	63,83	-52,34
B	-0,8	-0,18	-0,62	63,83	-39,57
C	-0,5	-0,18	-0,32	63,83	-20,42
D	+0,8	-0,18	0,62	63,83	39,57
E	-0,3	-0,18	-0,12	63,83	-7,65

Tableau II-18 Pression sur la toiture – Direction V3

ZONE	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_{p(z)}$ daN/m^2	$w_{(z)}$ daN/m^2
F	-1,196	-0,18	-1,016	63.83	-64,85
	-0,503		-0,323		-20,61
G	-0,948	-0,18	-0,768	63.83	-49,02
	-0,318		-0,138		-8,80
H	-0,411	-0,18	-0,231	63.83	-14,74
	-0,096		0,084		5,36
I	-0,474	-0,18	-0,294	63.83	-18,77
J	-0,852	-0,18	-0,672	63.83	-42,89
	-0,556		-0,376		-40,70

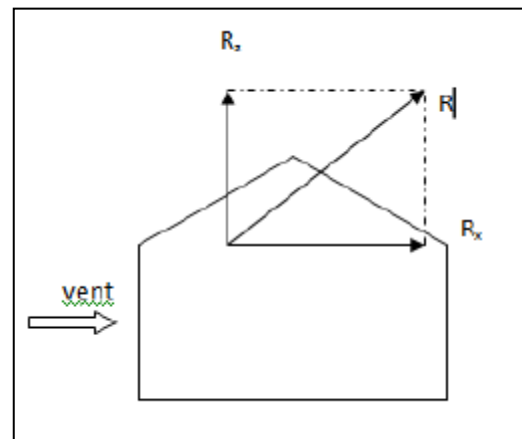
II.4 Calcul de la force de frottement

Pour tenir compte de la force de frottement qui s'exerce sur les parois parallèles au vent, il faut que l'une des conditions suivantes soit vérifiée :

- $d/b \geq 3$
- $d/h \geq 3$

On a :

- $d/b = 18/20 = 0,9$ Donc $0,9 < 3$
- $d/h = 18/10 = 1,8$ Donc $1,8 < 3$



Remarque : La force de frottement n'est donc pas applicable dans notre cas.

II.4.1 Action d'ensemble

La force résultante R est donné par :

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

Avec :

- P_{hi} : pression statique du vent qui s'exerce sur un élément de surface i
- S_i : l'aire de l'élément de surface i
- F_{fr} : les forces de frottements (d'entrainement) éventuelles qui est négligeable dans notre cas $F_{fr} = 0$

A. 1^{er} cas : Vent perpendiculaire au long-pan :

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale) :

- Zone D : $S_D = 8 \times 18 = 144 \text{ m}^2$
- Zone E : $S_E = 8 \times 18 = 144 \text{ m}^2$
- Zone F : $S_F = 1,8 \times 4,5 = 8,1 \text{ m}^2$
- Zone G : $S_G = 1,8 \times 9 = 16,2 \text{ m}^2$
- Zone H : $S_H = 18 \times 8,2 = 147,6 \text{ m}^2$

Les valeurs des forces horizontales et verticales suivant cette direction du vent (vent frappe au long-pan) sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-19 Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le long pan)

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$144 \times 73,40 = 10569,6$	0
E	$144 \times 3,19 = 459,36$	0
F ₁	$8,1 \times 53,61 \times \text{tg } \alpha = 86,76$	$8,1 \times 53,61 = 434,24$
F ₂	$8,1 \times 53,61 \times \text{tg } \alpha = 86,76$	$8,1 \times 53,61 = 434,24$
G	$18,2 \times 38,17 \times \text{tg } \alpha = 138,81$	$18,2 \times 38,17 = 694,69$
H	$147,6 \times 16,4 \times \text{tg } \alpha = 483,69$	$147,6 \times 16,4 = 2420,64$
I	$147,6 \times 7,91 \times \text{tg } \alpha = 233,29$	$147,6 \times 7,91 = 1167,51$
J	$32,4 \times 32,04 \times \text{tg } \alpha = 207,43$	$32,4 \times 32,04 = 1038,09$
Total	$R_x = 12265,7$	$R_z = 6189,41$

B. 2^{ème} cas: Vent perpendiculaire au pignon :

Calcule des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale) :

- Zone D : $S_D = 20 \times 8 + (20 \times 2)/2 = 180 \text{ m}^2$
- Zone E : $S_E = 20 \times 8 + (20 \times 2)/2 = 180 \text{ m}^2$
- Zone F : $S_F = 2 \times 5 = 10 \text{ m}^2$
- Zone G : $S_G = 2 \times 10 = 20 \text{ m}^2$
- Zone H : $S_H = 18 \times 8 = 144 \text{ m}^2$
- Zone I : $S_I = 20 \times 8 = 160 \text{ m}^2$

Les valeurs des forces horizontales et verticales suivant cette direction du vent (vent frappe au pignon) sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-20 Valeurs des forces horizontales et verticales

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$180 \times 33,82 = 6087,6$	0
E	$180 \times 36,38 = 6548,4$	0
F ₁	0	$10 \times 107,23 \times \cos \alpha = 1051,51$
F ₂	0	$10 \times 107,23 \times \cos \alpha = 1051,51$
G	0	$20 \times 100,02 \times \cos \alpha = 1965,15$
H	0	$144 \times 57,44 \times \cos \alpha = 8111,01$
I	0	$160 \times 51,06 \times \cos \alpha = 8011,22$
Total	$R_x = 12636$	$R_z = 20190,4$

II.4.2 Calcul de la stabilité d'ensemble

A. Vérification de la stabilité transversale : grande face au vent

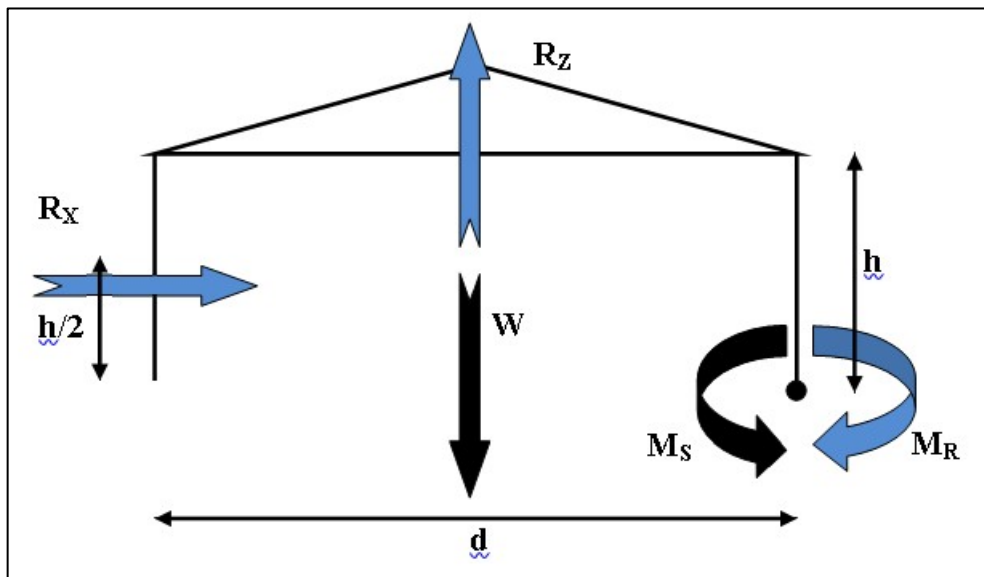


Figure II-17 Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan

➤ Calcul de moment de renversement :

$$M_R = R_x \times h/2 + R_z \times d/2$$

$$M_R = 12265,7 \times (10/2) + 6189,41 \times (20/2)$$

$$M_R = 123222,60 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul du moment stabilisant

$$M_s = W \times d/2$$

Avec : W est le poids de la structure approximatif par m² de la surface en plan du bâtiment.

$$W = 25\,716\, daN$$

$$M_s = 25\,716 \times 10 = 25\,716\,0\, daN.m$$

$M_r > M_s \Rightarrow$ La stabilité transversale n'est pas vérifiée

Il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$M_s = W \times b/2 \geq M_r = 123\,222,60\, daNm \quad \text{D'où :}$$

$$W \geq M_r/(b/2) = 123\,222,60/10 = 12\,322,26\, daN$$

Le poids propre du bâtiment $W = 12\,322,26 \times 18 \times 20 = 44\,36013,60\, daN$

$$M_s = 44\,36013,60 \times 10 = 44\,360136\, daNm$$

Conclusion : $M_R << M_s$ La stabilité transversale est vérifiée

B. Vérification de la stabilité longitudinale : petite face au vent

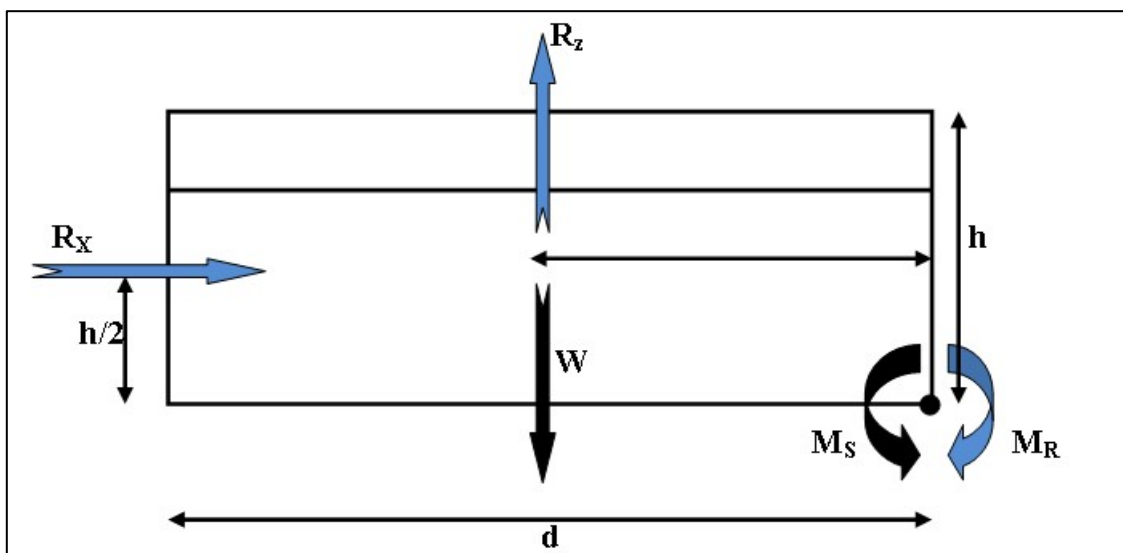


Figure II-18 Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

➤ Calcule de moment de renversement :

$$M_R = R_x \times h/2 + R_z \times d/2$$

$$M_R = 12636 \times (10/2) + 20190,4 \times (18/2)$$

$$M_R = 244893,60\, daNm$$

➤ Calcule du moment stabilisant

$$M_s = W \times d/2$$

$$M_s = 25\,716 \times 9 = 231\,444\, daN.m$$

Conclusion : $M_R << M_s$ la stabilité longitudinale est vérifiée.

Partie 2 : Etude au vent du bâtiment

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur la deuxième structure (bâtiment R+2) présenté à la **Figure(II-3)**.

II.1 Calcul des pressions statiques dues au vent

La hauteur de référence z_e

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales z_e est déterminé comme indiqué par la figure (II-19).
- Pour les murs sous le vent est parallèles au vent, z_e est pris égal à la hauteur du bâtiment au-dessus du niveau du sol ;
- Pour les toitures, z_e est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment ;
- Pour tous les autres ouvrages la hauteur de référence est égale à la hauteur maximale de l'élément considéré.

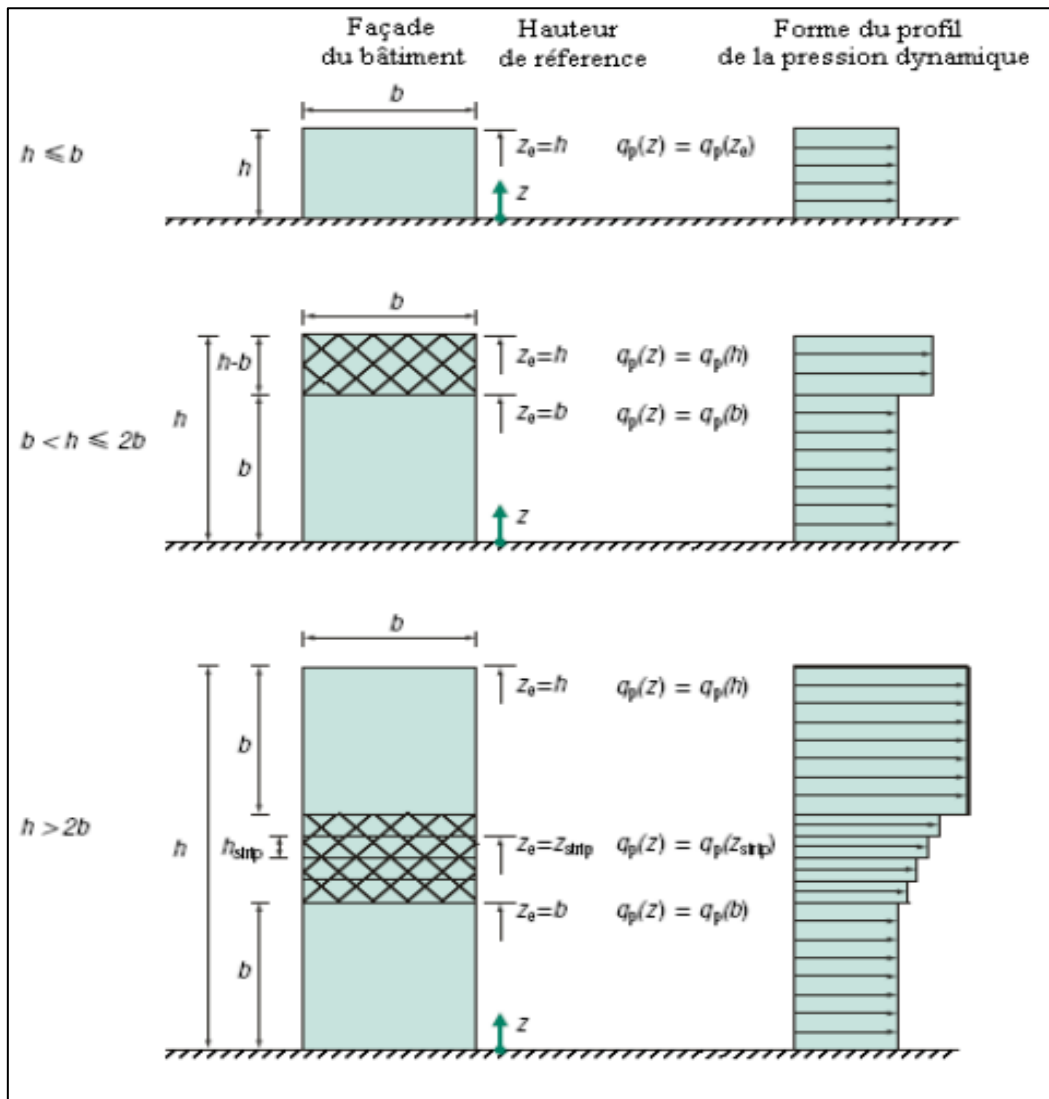


Figure II-19 Hauteur de référence z_e dépendant de h et b et profil correspondant de pression dynamique de pointe (RNV2013).

Dans le cas de la deuxième construction :

- $h = 12\text{ m}$ hauteur totale de la construction
- $b = 23\text{ m}$ largeur de la construction

II.1.1 Calculs pression dynamique de pointe

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après

Tableau II-21 Pression dynamique de pointe sur bâtiment

Z	$C_t(z)$	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_{ref}(z)$	$q_p(z)$
12m	1	0,793	0,271	1,821	37,5	68,28

II.2 Direction V1 (avec ouverture)

A. Parois verticales

- Calcul des coefficients de Pression dynamique extérieur C_{pe}

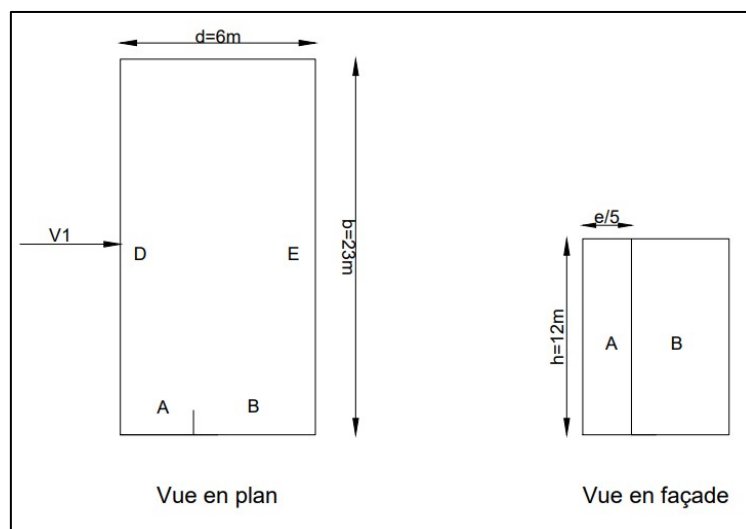


Figure II-20 Zone de pression pour les parois verticales (V1)

- $e = \min(b; 2h) = \min(23\text{ m}; 24\text{ m})$
- $d < e$ La paroi est divisée en A, B, D, E

Tableau II-22 Coefficient extérieure des parois verticales du bâtiment (Direction V1)

zone	A	B	D	E
C_{pe}	-1,0	-0,8	+0,8	-0,3
surface m^2	55,2	16,8	276	276

➤ Calcul Coefficient de pression interne C_{pi}

La démarche adoptée est celle présentée en § II.1-B (P.15)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}} = \frac{27,65}{70,85} = 0,39$$

$$\frac{h}{d} = \frac{12}{6} = 2 \quad \frac{h}{d} > 1$$

De Esq.(8) on obtient la valeurs de $C_{pi} = 0,26$

B. Toiture : (terrasse inaccessible)

Les toitures plates sont celles dont la pente est égale à 0° . Les différentes zones de pression F, G, H, I, sont représentées sur la figure (II-21)

Calcul des surfaces :

- Avec :
 $e = \min(b; 2h)$
- $e = 23m$

- $b = 23m$
- $\frac{e}{10} = 2,3m$
- $\frac{e}{4} = 5,75m$
- $\frac{e}{2} = 11,5 m$

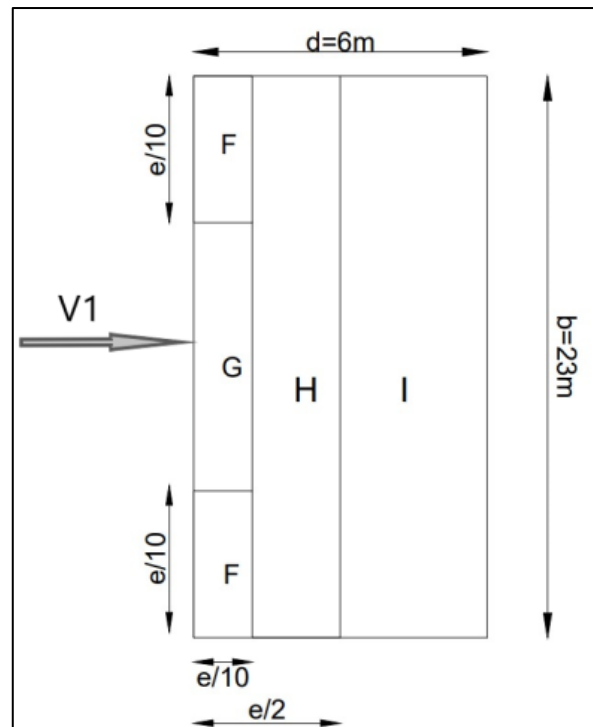


Figure II-22 Zone de pression pour la toiture (V1)

Tableau II-23 Coefficient de pression extérieur (terrasse inaccessible) – (Direction V1)

Zone	F	G	H	I
	C_{e10}	C_{e10}	C_{e10}	C_{e10}
coefficients	-1,4	-0,9	-0,7	+0,2
				-0,2
surface en m^2	26,45	26,45	86,1	86,1

Les résultats de calcul de la pression statique due au vent aux parois verticales sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau II-24 : Pressions dynamique sur les parois verticales du bâtiment – Direction V1

parois	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$	$w(z)$
A	-1	+0,26	-1,26	68,28	-86,03
B	-0,8	+0,26	-1,06	68,28	-72,37
D	+0,8	+0,26	+0,54	68,28	+36,87
E	-0,3	+0,26	-0,56	68,28	-38,23

Tableau II-25 : Pression dynamique sur la toiture du bâtiment – (Direction V1)

parois	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$	$w(z)$
F	-1,4	+0,26	-1,66	68,28	-113,43
G	-0,9	+0,26	-1,16	68,28	-79,20
H	-0,7	+0,26	-0,96	68,28	-65,54
I	+0,2	+0,26	-0,06	68,28	-4,09
	-0,2		-0,46		-31,40

II.3 Direction V2 (avec ouverture)

A. Parois vertical

- $b=06\text{ m}$; $d=23\text{ m}$; $h=12\text{ m}$
- $e=\min(b ; 2h)=\min(6 ; 32)=6\text{ m}$
- La paroi est divisée en A, B, C, D, E

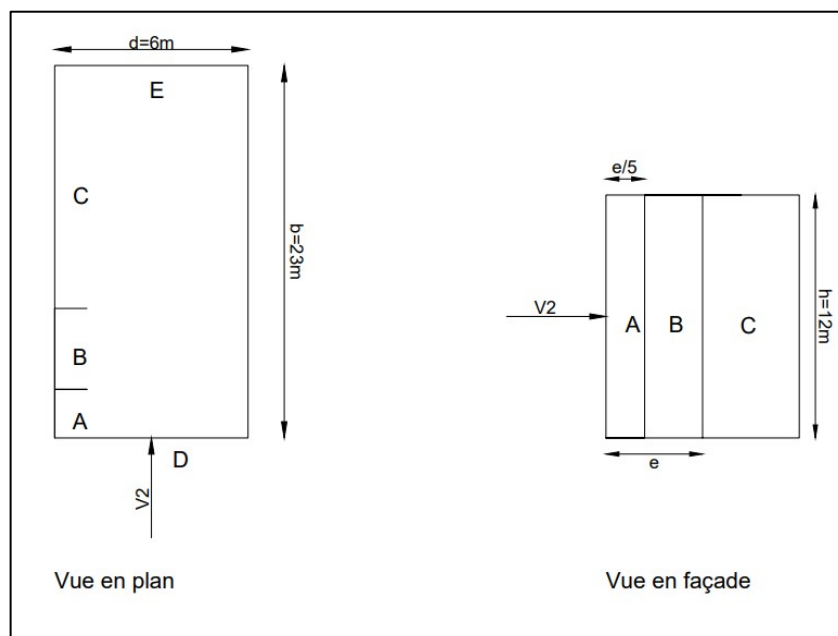


Figure II-23 Zone de pression pour les parois verticales (V2)

Tableau II-26 : Coefficient de pression extérieur de la paroi vertical (Direction V2)

Zone	A	B	C	D	E
Coefficients	C_{e10}	C_{e10}	C_{e10}	C_{e10}	C_{e10}
	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
surface en m ²	14,4	57,6	204	72	72

➤ Calcul du Coefficient de pression interne C_{pi}

La démarche adoptée est celle présentée en § II.1-B (P.15)

$$\mu_p = \frac{47,85}{70,85} = 0,67$$

$$\frac{h}{d} = \frac{12}{6} = 2 \quad \frac{h}{d} > 1$$

Par Esq.(8) on obtient la valeurs de $C_{pi} = -0,13$

B. Toiture

➤ Calcul des Coefficients de pression extérieur

- F : $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1})\text{Log}A = -2 + (-1,4 + 2)\text{Log}1,8 = -1.84$
- G : $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1})\text{Log}A = -1,6 + (-0,9 + 1,6)\text{Log}1,8 = -1.42$

Tableau II-27 Coefficient de pression extérieur (terrasse inaccessible) –(Direction V2)

Zone	F	G	H	I
Avec acrotère $h_p/h = 0,05$	-1.84	-1.42	-0.7	+0.2
				-0.2
surface en m ²	1,8	1,8	14,4	120

Les résultats de la pression aérodynamique du vent sur le bâtiment sont donnés dans les **Tableau (II-28)** et **Tableau (II-29)** ci-après :

Tableau II-28 Pressions dynamique sur les parois verticales – (Direction V2)

parois	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$	$w(z)$
A	-1,0	-0,13	-0,87	68,28	-59,40
B	-0,8	-0,13	-0,67	68,28	-45,74
C	-0,5	-0,13	-0,37	68,28	-25,26
D	+0,8	-0,13	+0,93	68,28	+63,50
E	-0,3	-0,13	-0,17	68,28	-11,60

Tableau II-29 Pression dynamique sur la toiture – (Direction V2)

parois	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$	$w(z)$
F	-1.84	-0,13	-1,71	68,28	-116,75
G	-1.42	-0,13	-1,29	68,28	-88,08
H	-0.7	-0,13	-0,57	68,28	-38,91
I	+0.2	-0,13	+0,33	68,28	+22,53
	-0.2	-0,13	-0,07		-4,77

II.4 Direction V3 (sans ouverture)

A. Parois vertical

$d=23m > e=6m$; la paroi est divisée en A, B, C, D, E

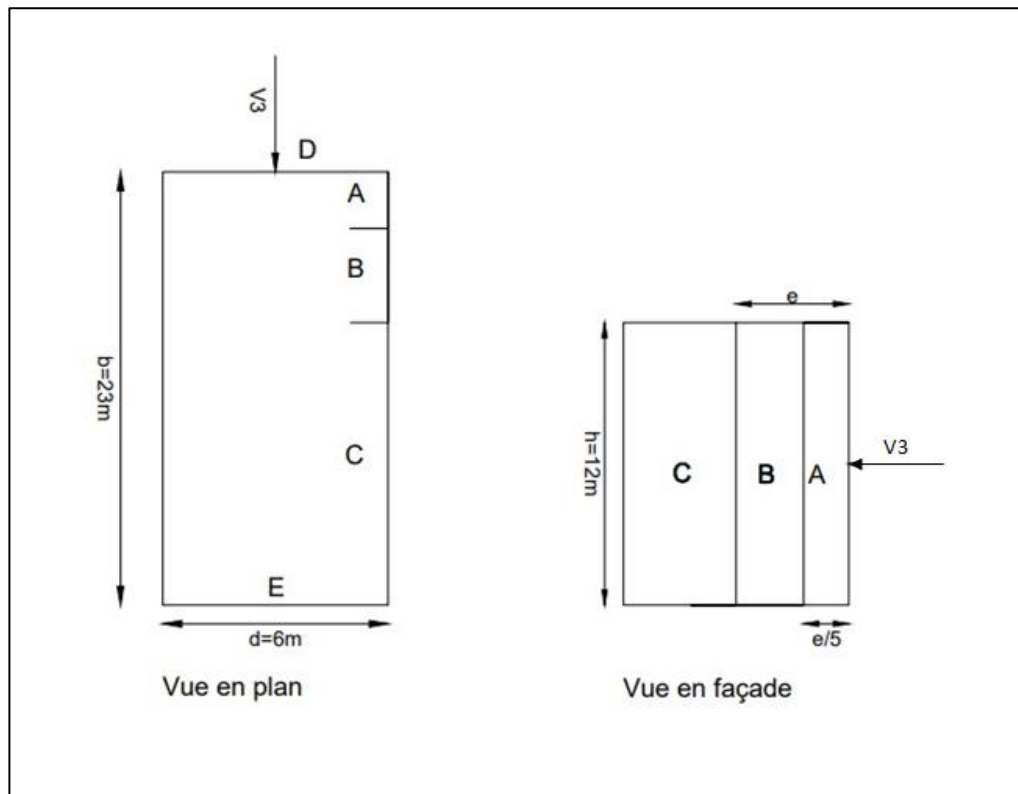


Figure II-24 : Zone de pression pour les parois verticales (V3)

Tableau II-30 Coefficient de pression extérieur de la paroi vertical (Direction V3)

Zone	A	B	C	D	E
Coefficients	C_{e10}	C_{e10}	C_{e10}	C_{e10}	C_{e10}
	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
surface en m ²	14,4	57,6	204	72	72

➤ Coefficient de pression interne C_{pi}

La démarche adoptée est celle présentée en § II.1-B (P.15)

$$\mu_p = \frac{70,85}{70,85} = 1 ; \quad \frac{h}{d} = \frac{12}{6} = 2 \quad \frac{h}{d} > 1$$

De la Figure (II-5) on obtient la valeur de $C_{pi} = -0,5$ par projections sur la courbe $h/d > 1$

B. Toiture : (terrasse inaccessible)

➤ Coefficient de pression extérieur

- F : $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1})\text{Log}A = -2 + (-1,4 + 2)\text{Log}1,8 = -1.84$
- G : $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1})\text{Log}A = -1,6 + (-0,9 + 1,6)\text{Log}1,8 = -1.42$

Tableau II-31 Coefficient de pression extérieur (terrasse inaccessible) –(Direction V3)

Zone	F	G	H	I
Coefficient	-1.84	-1.42	-0.7	+0.2
				-0.2
surface en m ²	1,8	1,8	14,4	120

Les résultats de la pression aérodynamique du vent sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau II-32 Pressions dynamique sur les parois verticales – (Direction V3)

parois	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$	$w(z)$
A	-1,0	-0,5	-0,5	68,28	-34,14
B	-0,8	-0,5	-0,3	68,28	-20,48
C	-0,5	-0,5	0	68,28	0
D	+0,8	-0,5	+1,3	68,28	+88,76
E	-0,3	-0,5	+0,2	68,28	+13,65

Tableau II-33 Pression dynamique sur la toiture – (Direction V3)

parois	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$	$w(z)$
F	-1.84	-0,5	-1,34	68,28	-91,39
G	-1.42	-0,5	-0,92	68,28	-62,81
H	-0.7	-0,5	-0,2	68,28	-13,65
I	+0.2	-0,5	+0,7	68,28	+47,79
	-0.2	-0,5	+0,3		+20,48

Partie 3 : Etude de la neige pour les deux structures

II.1 But de l'étude :

Le but de cette étude est de déterminer les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toiture (à deux versant pour le hangar et plate pour le bâtiment).

II.2 Domaine d'application du règlement neige et vent (RNV13) :

Ce règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

II.3 Calcul des charges de neige

II.3.1 Charge de la neige sur le sol S_k

Elle est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

A. Influence de la localisation géographique :

Tel que présenté dans le règlement RNV13, les communes d'Algérie sont classées en 4 zones à savoir :

- Zone A : zone où il neige régulièrement
- Zone B : zone où il neige moins souvent
- Zone C : zone où il neige rarement
- Zone D : zone où il y'a pas de neige

B. Influence de l'altitude :

La valeur de S_k est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude (RNV2013)

$$\text{Zone A : } S_k = \frac{0,07H + 15}{100}$$

$$\text{Zone B : } S_k = \frac{0,04H + 10}{100}$$

$$\text{Zone C : } S_k = \frac{0,0325H}{100}$$

Dans le cas de ce PFE :

- L'angle d'inclinaison du hangar est $\alpha = 11; 30^\circ$
- L'angle d'inclinaison du bâtiment est $\alpha = 0^\circ$
- Zone B ;

Altitude $H \leq 200m$

$$S_k = \frac{0,04H + 10}{100} = \frac{0,04 \times 200 + 10}{100} = 0,18 \text{KN/m}^2$$

II.3.2 Charge de la neige sur la toiture S

La charge minimale de la neige S par unité de surface horizontal de toiture ou de toute autres surfaces soumise à l'accumulation de neige s'obtiennent par la formule suivante : $S = \mu \times S_k$

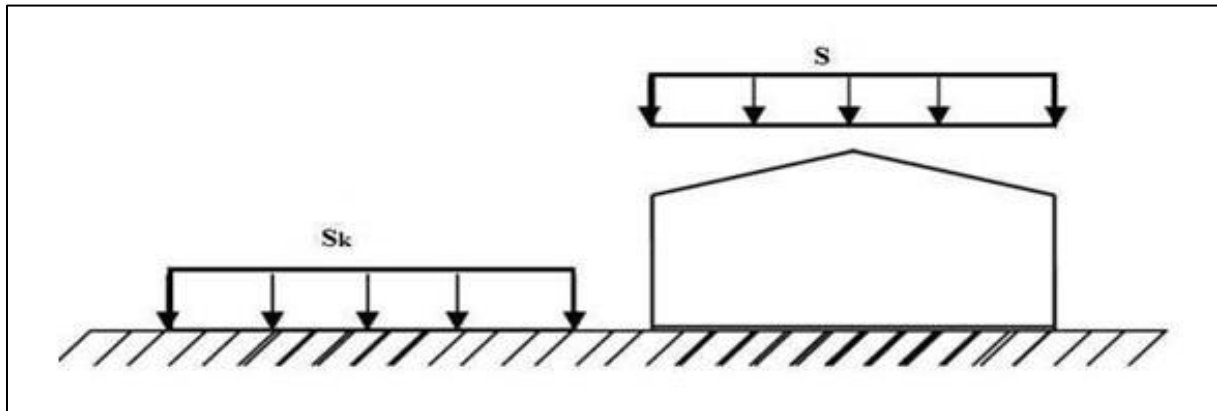


Figure II-25 représentation de la charge de neige

Tableau II-34 Valeurs des coefficients de formes μ :

(α) pente du versant (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \times (\frac{60-\alpha}{30})$	0
Coefficient μ_2	$0.8 + 0.8(\frac{\alpha}{30})$	1.6	-

A. Calcul du coefficient de forme μ

➤ Charge de neige répartie sans redistribution par le vent :

- Versants symétriques : $0 \leq \alpha < 30^\circ \quad \Rightarrow \quad \mu = 0,8$
- Par projection horizontale : $S = \mu(\alpha) \times S_k = 0,8 \times 0,18 = 0,144 \text{ KN/m}^2$
- Suivant rampant : $S' = S \times \cos(\alpha) = 0,144 \times \cos(11,30^\circ) = 0,141 \text{ KN/m}^2$

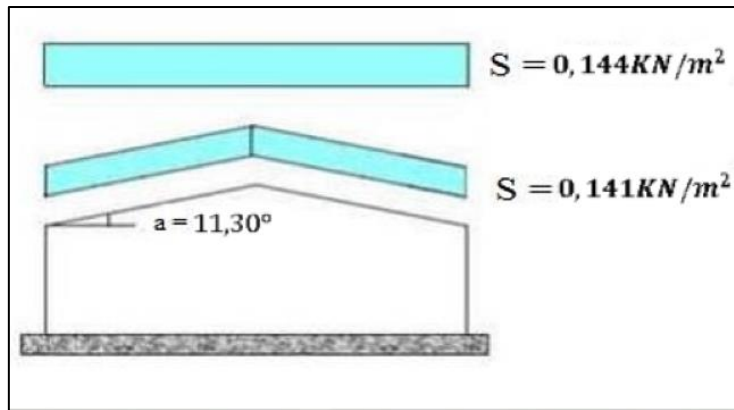


Figure II-26 Charge de neige répartie sans redistribution par le vent

II.4 Charge de neige répartie avec redistribution par le vent :

L'un des versants aura la moitié de sa charge de neige calculée sans redistribution :

Par projection horizontale :

- $S = \mu(\alpha) \times S_k = 0,8 \times 0,18 = 0,144 \text{ kN/m}^2$
- $0,5S = 0,5 \times 0,144 = 0,072 \text{ kN/m}^2$

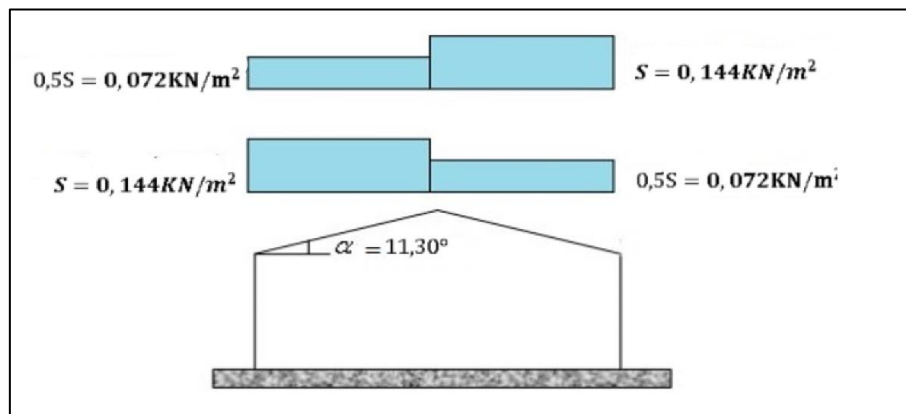


Figure II-27 Charge de neige répartie avec redistribution par le vent

Conclusion

Le calcul des charges de neige et du vent permet de déterminer les charges de calcul pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure.

Chapitre 3 :

Pré-dimensionnement

hangar

III. Introduction

Dans ce chapitre, le calcul des éléments (les pannes, les lisses de bardage, les potelets) qui constituent le hangar est effectué. Ce cheminement de calcul aboutit aux sections de profilés adéquates pouvant assurer la résistance de la structure sous l'action de certaines sollicitations. Pour mener à bien ces calculs, les formules de vérification utilisées sont tirées de l'*EUROCODE- 03*.

III.1 Pré-dimensionnement des pannes

III.1.1 Définition

Les pannes sont des poutrelles laminées généralement en « I, ou en U ». Elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées parallèlement au faitage.

A. Données de calcul

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- L'entre axe des pannes est $e=2,5\text{m}$ (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 5 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha=11,30^\circ$.
- Les pannes sont en acier S235.

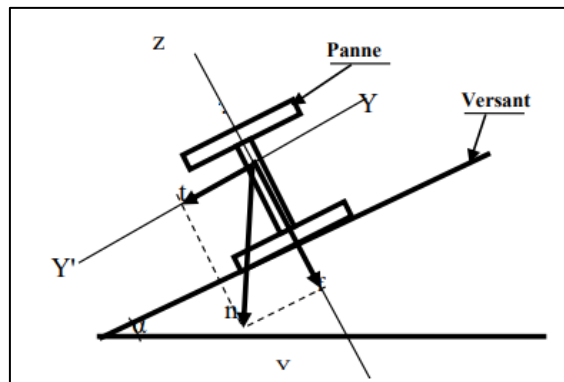


Figure III–1 Disposition de la panne (Dahmani.L. 2012)

B. Evaluation des charges et surcharges

➤ Les charges permanentes

- Poids propre du panneau sandwich TL75 15daN/m²
- Poids propre de fixation 5daN/m²
- Poids propre de la panne estimée 15daN/m

Calcul de la charge permanente G_p :

- $G_p = [(P \text{ tôle} + P \text{ accessoires}) \times e / \cos \alpha] + P \text{ panne}$
- $G_p = [(15 + 5 \times \frac{2,5}{\cos 11,30})] + 15 = 65,8\text{daN/ml}$

➤ La surcharge d'entretien (P) :

D'après le DTR BC 2.2 ; dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P :

$$M_{\max} = \frac{P'l}{3} = \frac{pl^2}{8}$$

$$P = \frac{8p'}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/ml}$$

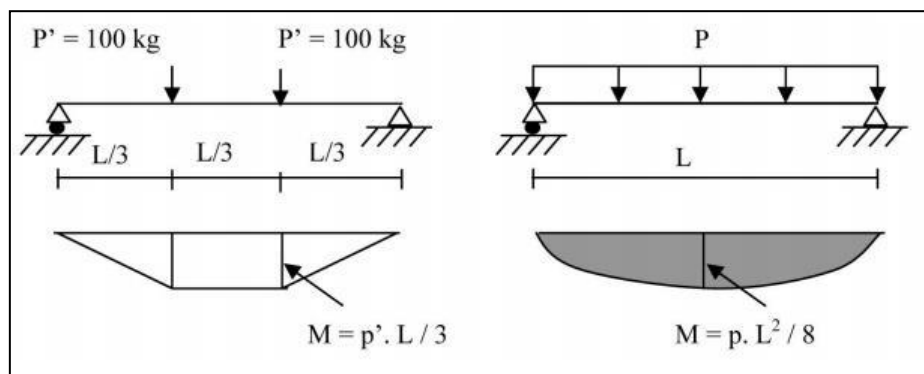
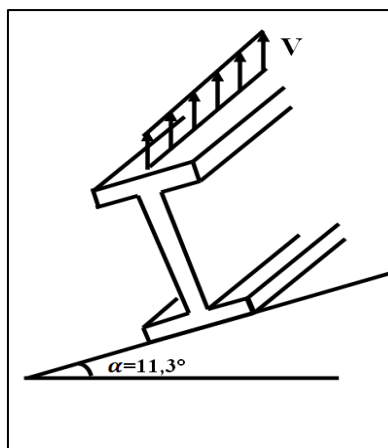


Figure III-2 moment due à la charge d'entretien (Dahmani.L. 2012)

➤ Surcharge climatique du vent (V) :

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

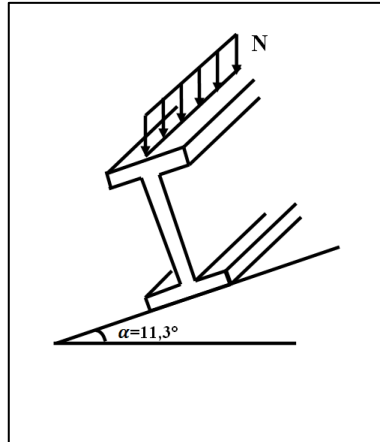
- $V = -107,23 \text{ daN/m}^2$
- $V = -107,23 \times \frac{2,5}{\cos 11,30} = -272,36 \text{ daN/ml}$



➤ Surcharge climatique de neige

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

- $N = 14,4 \text{ daN/m}^2$
- $N = 14,4 \times 2,5 = 28,8 \text{ daN/ml}$



III.1.2 Combinaison de charge les plus défavorables

III.1.3 A l'état Limite Ultime

➤ Action vers le bas :

- $Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 P = 1.35 \times 65,8 + 1.5 \times 44,44 = 155,49 \text{ daN/ml}$
- $Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = 1.35 \times 65,8 + 1.5 \times 36 = 142,83 \text{ daN/ml}$

➤ Action vers le haut :

- $Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5|V| = 65,8 \times \cos 11.30 - 1.5 \times 272,36 = -344,0 \text{ daN/ml}$
- $Q_{y, sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 65,8 \times \sin 11.30^\circ = 17,40 \text{ daN/ml}$

Remarque : D'après le nouveau règlement DTR les charges climatique neige et vent ne se combine pas avec les surcharge d'entretien.

➤ Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour le calcul :

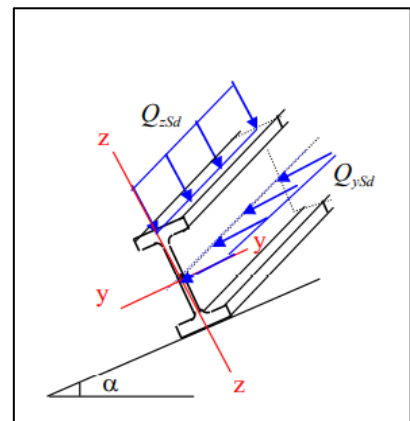
- Q_{sd1}
- Q_{sd2}

Pour la vérification à la résistance de la section on travaillera avec $Q_{sd} = \max (Q_{sd1} ; Q_{sd2})$ et cela dû à la présence de la couverture, et à la partie supérieure de l'élément.

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}, Q_{sd2}) = \max (155,49 ; 142,83) = 155,49 \text{ daN/ml}$$

➤ Pour la vérification au déversement de l'élément on calculera avec :

- $Q_{z, sd} = 344,0 \text{ daN/ml}$
- $Q_{y, sd} = 17,40 \text{ daN/ml}$



Par tâtonnement on choisit le profilé : **IPE 180**

➤ Classification de la section :

Classe de la semelle : (semelle comprimée)

$$\begin{aligned}
 - \quad C/t_f &= (b/2)/t_f \leq 10\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \\
 - \quad (b/2)/t_f &= (91/2)/8 = 5,68 < 10 \quad : \text{Semelle de classe 1}
 \end{aligned}$$

Classe de l'âme : (âme fléchie)

$$- \quad C/t_f = d/t_w = 146/5,3 = 27,54 < 72 \varepsilon \quad \text{l'âme de classe 1}$$

La section transversale du profilé IPE est de classe 1, la vérification se fera dans le domaine plastique.

Tableau III-1 Caractéristique de l'IPE 180

Profils	Dimensions (mm)					Caractéristiques de calculs								
	h	b	t _w	t _f	d	ρ kg/m	I _y cm ⁴	i _y cm	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm	I _z cm ⁴	W _{pl,z} cm ³	i _z cm
IPE 180	180	91	5,3	8	146	15,4	1317	7,42	166,4	11,3	15,3	100,81	34,6	2,05

A. Vérification de la section à la résistance

$$Q_{max} = Q_{sd} = 155,49 \text{ daN/ml}$$

B. Vérification a la flexion :

➤ Nature de la sollicitation : Flexion déviée.

D'après le règlement CCM97 ; pour la vérification de la flexion déviée on utilise la formule Esq. (1) suivante :

$$\text{Esq. 10: } \left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

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

ET :

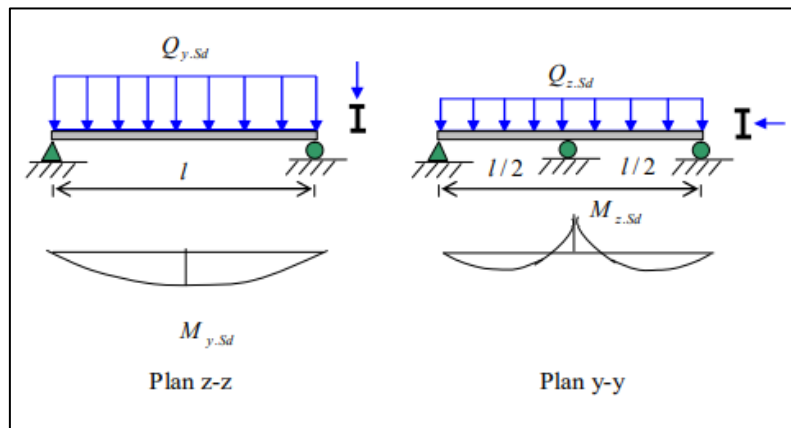
$$\text{Esq. 11: } M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} \quad ; \quad \text{Esq. 12: } M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} (\frac{l}{2})^2}{8}$$

$$\text{Esq. 13: } M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad \text{Esq. 14: } M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}}$$

A.N :

$$- \quad Q_{sd} = 155,49 \text{ daN/ml} \quad \downarrow$$

- $Q_{z.sd} = 155,49 \cos \alpha = 152,47 \text{ daN/ml}$
- $Q_{y.sd} = 155,49 \sin \alpha = 30,26 \text{ daN/ml}$



$$M_{y.sd} = \frac{152,47 \times 6^2}{8} = 686,11 \text{ daN.m} \quad (\text{sur deux appuis})$$

$$M_{z.sd} = \frac{30,26 \times (\frac{6}{2})^2}{8} = 34,04 \text{ daN.m} \quad (\text{sur trois appuis})$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{166,4 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 3554,90 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{34,6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 739,18 \text{ daNm}$$

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta = \left(\frac{686,11}{3554,90} \right)^2 + \left(\frac{34,04}{739,18} \right)^1 = 0,08 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

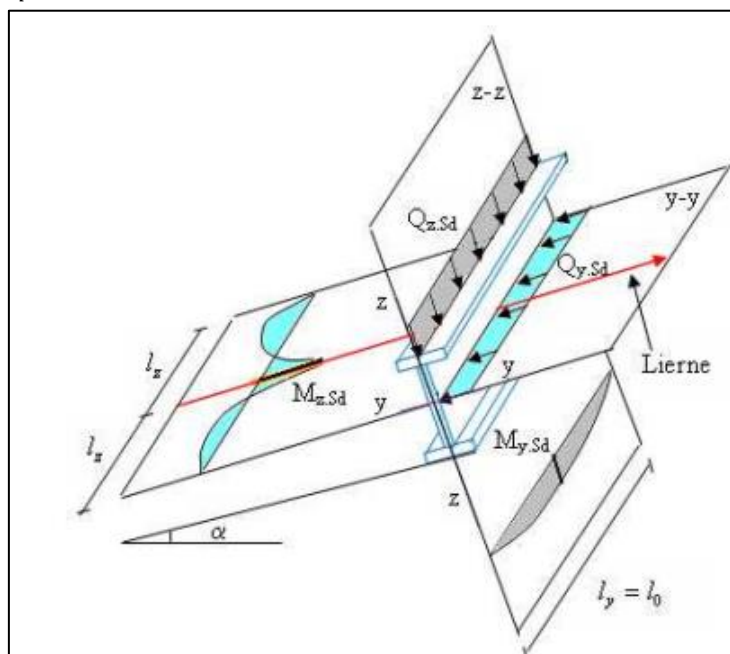


Figure III–3 Panne de toiture et les différents plans de chargement (Dahmani.L. 2012)

C. La vérification au cisaillement sont données par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd}$$

;

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$$

$$\text{Esq. 15: } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

;

$$\text{Esq. 16: } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Esq. 17: } V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} l}{2}$$

;

$$\text{Esq. 18: } V_{y.sd} = 0,625 Q_{y.sd} \cdot (l/2)$$

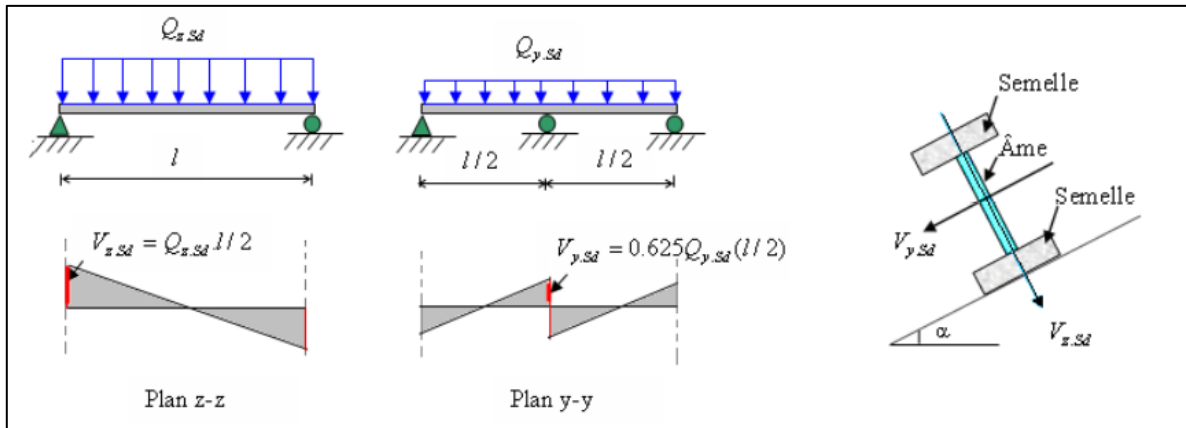


Figure III-4 Effort de cisaillement sur une panne de toiture (Dahmani.L.2012)

A.N :

$$- V_{plz.Rd} = \frac{11,3 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = 13937,76 \text{ daN}$$

$$- V_{ply.Rd} = \frac{15,3 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = 18871,48 \text{ daN}$$

$$- V_{z.sd} = \frac{152,47 \times 6}{2} = 457,41 \text{ daN}$$

$$- V_{y.sd} = 0,625 \times 34,04 \times (6/2) = 63,82 \text{ daN}$$

$$- V_{z.sd} = 457,41 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 13937,76 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$- V_{y.sd} = 63,82 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 18871,48 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

D. Condition de voilement

$$- V_{z.sd} = 457,41 \text{ daN} < 0,5 V_{plz.Rd} = 6968,8 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$- V_{y.sd} = 63,82 \text{ daN} < 0,5 V_{ply.Rd} = 9435,74 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Remarque : Dans le cas des sections symétriques en (I et H) L'effort tranchant V_z est repris par la section de l'âme (A_{vz}), et l'effort tranchant V_y est repris par la section des deux semelles (A_{vy}). (A_{vy} et A_{vz}) sont tirées directement des nouveaux tableaux des profilés.

E. Vérification de l'élément au déversement :

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

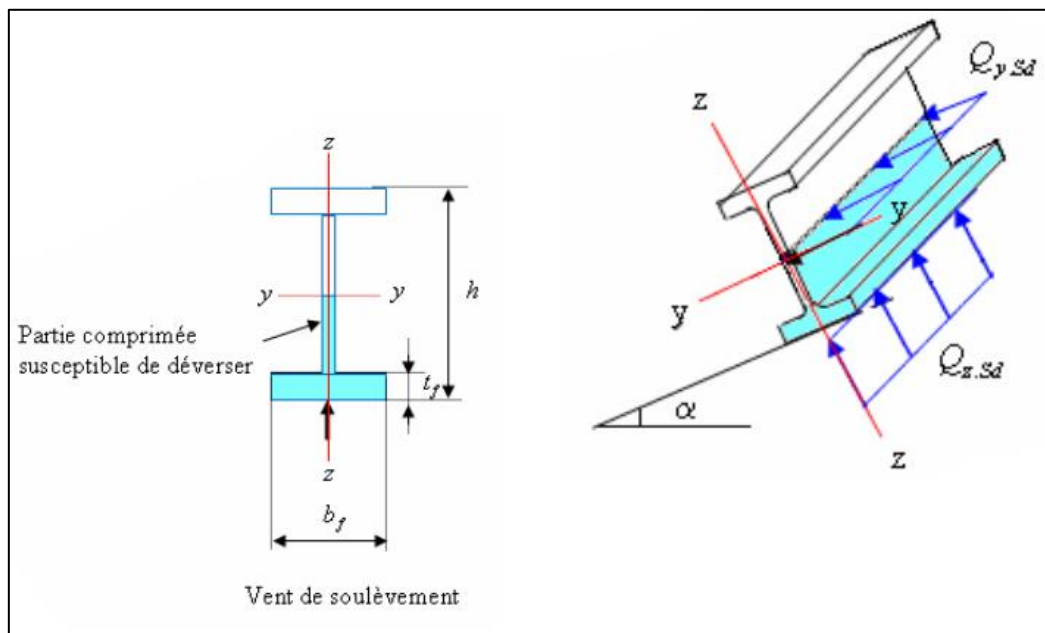


Figure III-5 Déversement d'une panne de toiture (Dahmani.L 2012)

➤ Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

Selon l'eurocode3 le déversement se vérifie par la formule Esq. (10) suivante :

$$\text{Esq. 19 : } \left(\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right) \leq 1.0$$

Avec :

$$\text{Esq. 20 : } M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \chi_{LT} M_{ply.Rd}$$

$$- \quad M_{y.sd} = \frac{344,0 \times 6^2}{8} = 1548 \text{ daNm} \quad : \quad M_{z.sd} = \frac{17,40 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 19,57 \text{ daNm}$$

➤ Calcul du moment résistant au déversement $M_{b.Rd}$:

Pour les sections de classes 1 et classes 2 : $\beta_w = 1,0$

➤ Calcul du coefficient de réduction pour le déversement : χ_{LT}

Méthode analytique :

Les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT} pour l'élancement réduit approprié λ_{LT} peuvent être obtenues à partir du tableau 5.5.2 de L'EC3 avec $\lambda = \lambda_{LT}$ et $\chi = \chi_{LT}$.

$$\text{Esq. 21: } \chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1,0$$

De l'EC3 l'élancement réduit λ_{LT} est déterminé par la formule Esq. (13) suivante :

$$\text{Esq. 22: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5}$$

Où :

- $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$
- $\lambda_1 = 93,9 \times 1,0 = 93,9$

Note : Pour les poutres à section constante et doublement symétrique (profilés laminés I et H), l'élancement λ_{LT} vaut:

$$\text{Esq. 23 : } \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

- L : longueur de maintien latérale à mi- travée = 300 cm
- C_1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments du règlement CM97 pour une charge uniformément répartie $C_1 = 1,132$

A.N.:

$$\text{Esq. 24: } \varphi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection α_{LT} des courbes de déversement sont présentés dans le **tableau (III-2)** ci-dessous :

Tableau III-3 Facteurs d'imperfection

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau (3) ci-dessous :

Tableau III-4 Les courbes de déversement

Sections transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
sections en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Autres sections	-	d

A.N:

$$- \lambda_{LT} = \frac{300/2,05}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/2,05}{18/0,8} \right)^2 \right]^{0,25}} = 103,53$$

$$- \overline{\lambda}_{LT} = \frac{103,53}{93,9} \times 1^{0,5} = 1,10$$

$$\left. \begin{array}{l} h/b = 180/91 = 1.97 < 2 \\ \text{Courbe de déversement a} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

$$- \varphi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (1,10 - 0,2) + 1,10^2]$$

$$- \varphi_{LT} = 1,199$$

$$- \chi_{LT} = \frac{1}{1,199 + [1,199^2 - 1,10^2]^{0,5}}$$

$$- \chi_{LT} = 0,5966$$

Méthode graphique :

χ_{LT} Est déterminé dans les tableaux de χ en fonction de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ et de la courbe de flambement approprié.

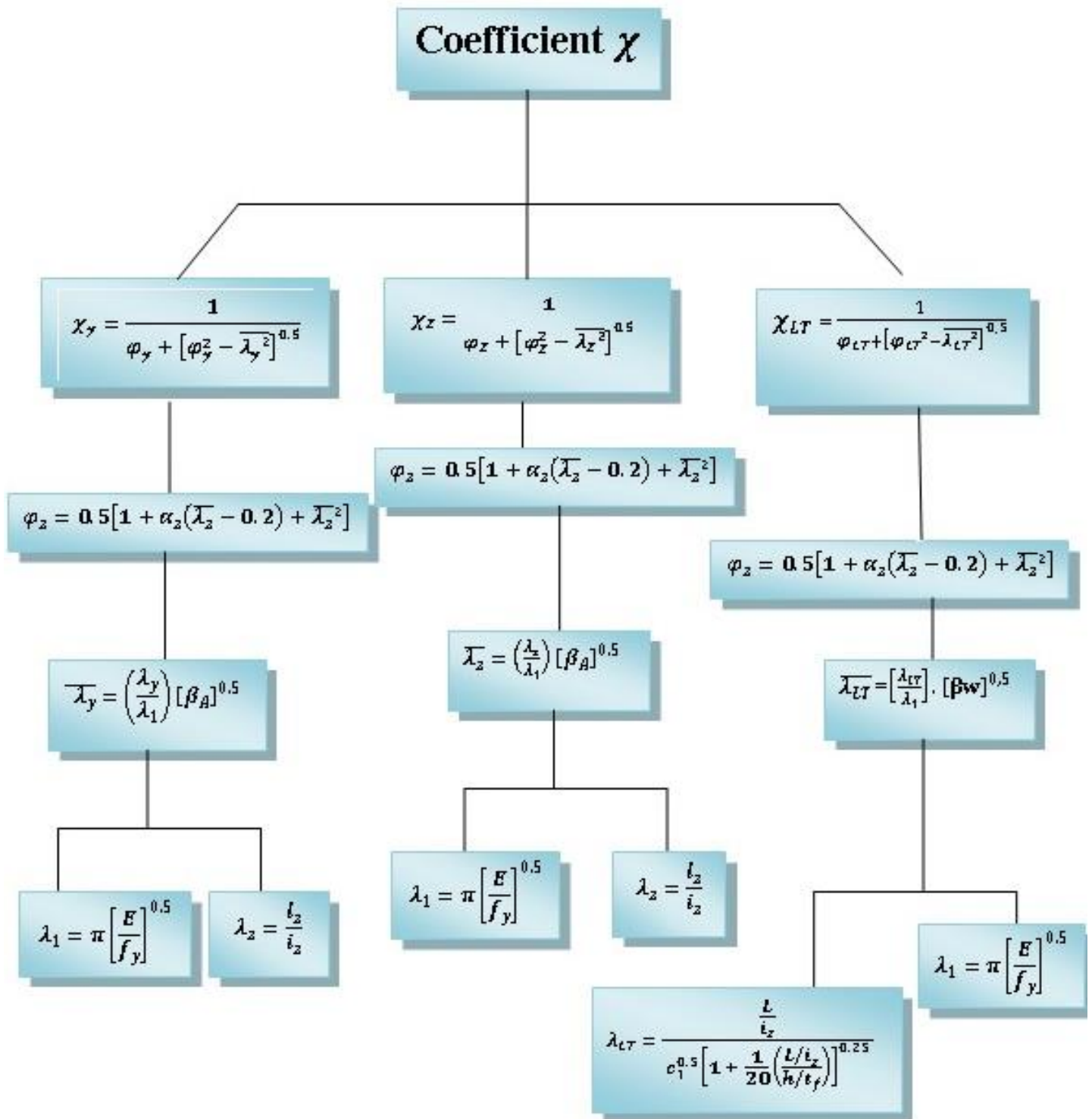
$$\left. \begin{array}{l} \overline{\lambda}_{LT} = 1,10 \\ \text{Courbe de flambement a} \end{array} \right\} \chi_{LT} = 0,5960$$

$$- M_{b.Rd} = 0,5960 \times 3554,90$$

$$- M_{b.Rd} = 2118,72 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} = \frac{1548}{2118,72} + \frac{19,57}{739,18} = 0,75 \leq 1,0 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Calcul du coefficient χ_{LT}


 Figure III-6 organigramme de calcul du coefficient χ_{LT}

III.1.4 A l'état limite de service

A. Vérification à la flèche

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

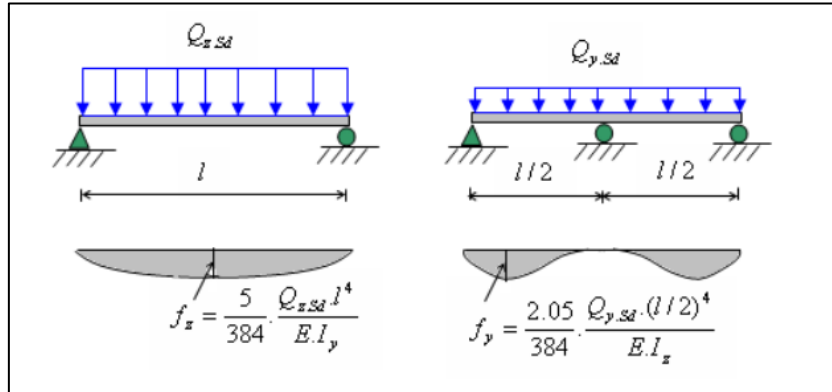


Figure III-7 : Vérification à la flèche (Dahmani.L 2012)

Actions vers le bas

- $Q_{sd1} = G + N = 65,8 + 36 = 101,8 \text{ daN/ml}$
- $Q_{sd2} = G + P = 65,8 + 44,44 = 110,24 \text{ daN/ml}$

Actions vers le haut

- $Q_{z,SD} = G \cos \alpha - V = 65,8 \times \cos 11,30^\circ - 272,36 = -207,83 \text{ daN/ml}$
- $Q_{y,SD} = G \sin \alpha = 65,8 \times \sin 11,30^\circ = 12,89 \text{ daN/ml}$

➤ Conditions de vérification : $f \leq f_{ad}$

- Flèche verticale (suivant z-z): sur deux appuis ; avec $f_{ad} = \frac{l}{200}$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3$$

Esq. 25: $f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z,SD} \times l^4}{E I_y}$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{207,83 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 1317,8} = 1,26 \text{ cm} \leq f_{ad} = 3 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Flèche latérale (suivant y-y): sur trois appuis : avec $f_{ad} = \frac{l/2}{200}$

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5$$

Esq. 26 : $f_y = \frac{2,05}{384} \frac{Q_{y,SD} \times (l/2)^4}{E I_z}$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{12,89 \times 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \times 10^6 \times 100,81} = 0,02 \text{ cm} \leq f_{ad} = 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.1.5 Calcul des liernes de panne

A. Définition :

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

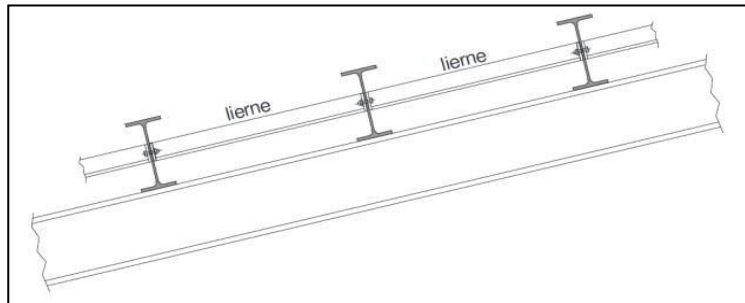


Figure III-8 : disposition des liernes

B. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25 Q_{y, Sd} \times l/2 = 1,25 \times 12,89 \times \frac{6}{2} = 48,33 \text{ daN}$$

L'effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière :

- $T_1 = \frac{R}{2} = \frac{48,33}{2} = 24,16 \text{ daN}$
- L'effort dans le tronçon L_2 : $T_2 = R + T_1 = 48,33 + 24,16 = 72,49 \text{ daN}$
- L'effort dans le tronçon L_3 : $T_3 = R + T_2 = 48,33 + 72,49 = 120,8 \text{ daN}$
- Effort dans les diagonales L_4 : $2T_3 \cdot \sin \theta = T_4 \iff T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta}$

$$T_4 = \frac{120,8}{2 \sin 40,36} = 93,26 \text{ daN} \quad \text{Avec : } \theta = \arctg \frac{2,55}{3} = 40,36^\circ$$

Remarque : Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faitage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faitières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes (traverse) par des tirants en diagonale (bretelles).

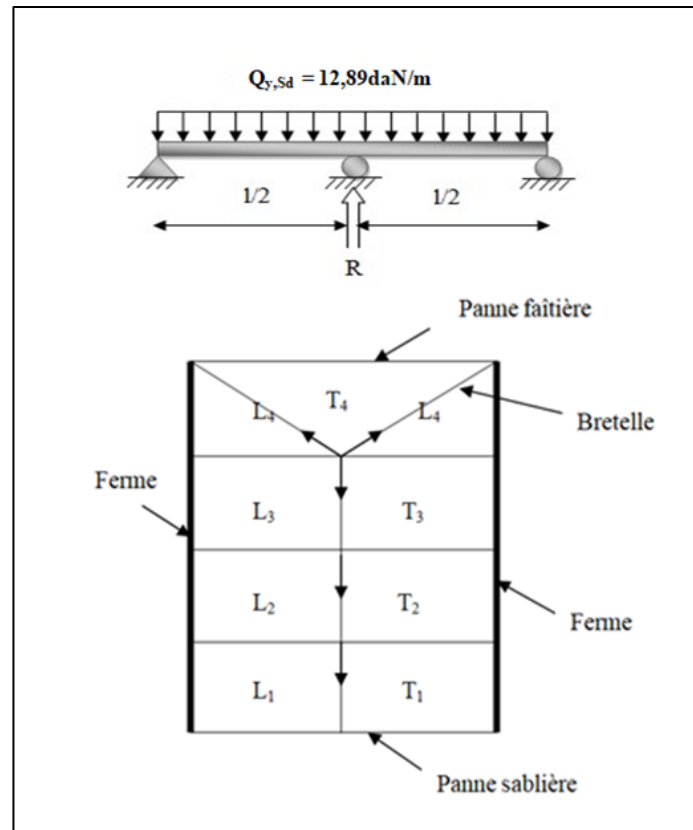


Figure III-9 Efforts appliqués aux liernes de toiture

C. Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_3

$$- T_3 = N_{sd} = 120,8 \text{ daN}$$

Pour les éléments tendus :

- $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$
- $N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$: Résistance plastique de la section brute
- $N_{sd} = T_3 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$
- $A \geq \frac{T_3 \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$
- $A \geq \frac{120,8 \times 1,1}{2350} = 0,05 \text{ cm}^2$
- $A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq 0,05 \text{ cm}^2 \implies \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,187}{\pi}} = 0,26 \text{ cm}$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0,50 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

III.1.6 Calcul de l'échantignole

A. Introduction :

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes ou les traverses aux portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

Calcul des charges revenant à l'échantignole :

➤ Effort de soulèvement :

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5|V| = 65,8 \times \cos 11,30 - 1.5 \times 272,36 = - 344,01 \text{ daN/ml}$$

➤ Effort suivant le rampant:

$$Q_{y, sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 65,8 \times \sin 11,30^\circ = 17,40 \text{ daN/ml}$$

Pour **L'IPE180**:

$$b = 9,1 \text{ cm} ; h = 18 \text{ cm}$$

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

- $2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$
- $9,1 \leq t \leq 13,65$

Soit $t = 10 \text{ cm}$

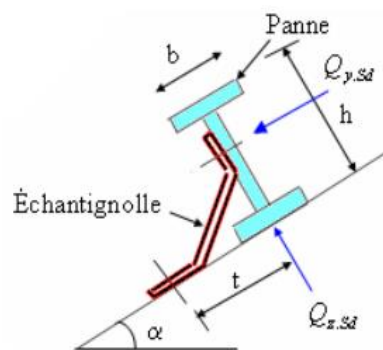


Figure III–10: Disposition de l'échantignolle (Dahmani.L 2012)

➤ Echantignolle de rive :

- $R_z = Q_{z, sd} \times (l/2) = 344,01 \times 6/2 = 1032,03 \text{ daN}$
- $R_y = Q_{y, sd} \times (l/2) = 17,40 \times 6/2 = 52,2 \text{ daN}$

➤ Echantignolle intermédiaire:

- $R_z = 2 \times 1032,03 = 2046,06 \text{ daN}$
- $R_y = 2 \times 52,2 = 104,4 \text{ daN}$

B. Calcul des moments de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2 = 2046,06 \times 10 + 104,4 \times (18/2) = 21\,087 \text{ daNcm}$$

C. Dimensionnement de l'échantignolle :

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

- $M_{ely,Rd} = \frac{W_{el,y} f_y}{\gamma_{M0}}$: Moment de résistance élastique de la section brute
- $M_{sd} = M_R \leq \frac{W_{el,y} f_y}{\gamma_{M0}}$

D. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

- $e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}}$
- $W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$
- $W_{el} \geq \frac{21\,086 \times 1,1}{2350} = 9,87 \text{ cm}^3$

Soit pour une double cornière 2L60×60×8 :

$$b = 6 + 6 + 1 = 12$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times 9,87}{12}} = 2,22 \text{ cm} ; \text{ soit } e = 23 \text{ mm}$$

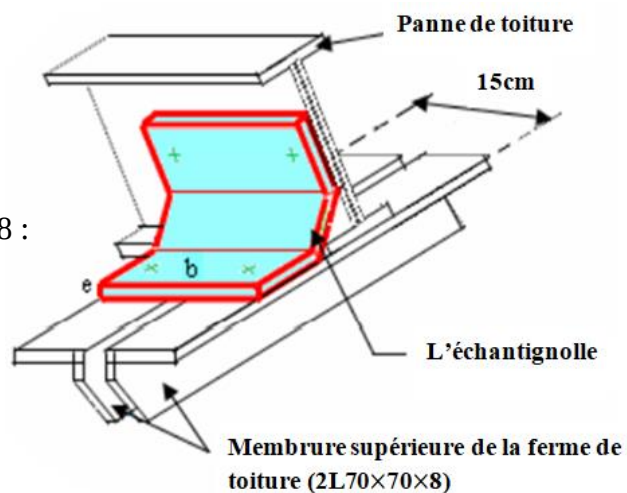


Figure III–11: Disposition de l'échantignolle sur la membrure supérieure de la ferme (Dahmani.L 2012)

Remarque : La largeur de l'échantignolle doit être vérifiée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme, (voir CH 4 calcul des fermes)

III.2 Pré-dimensionnement des lisses de bardages

III.2.1 Définition

Les lisses ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (Bardages) et les charges s'appliquent sur ces dernières (pression ou dépression du vent). Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP) ou en éléments formés par des tôles pliées. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

III.2.2 Mode de fonctionnement

En présence simultanée du vent et des actions permanentes (poids propre ; bardage), elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée. Pour les lisses de bardage, dans la quasi-totalité des cas, ce sont les conditions, de limitation de flèches (calcul l'ELS) qui sont les plus défavorables.

III.2.3 Calcul des lisses au long-pan

➤ Données de calcul :

- La portée entre axe des lisses $e = 1,3 \text{ m}$ (espace entre 2 lisses).
- On dispose de 7 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les lisses sont en acier S235.
- Poids propre du bardage 17 daN/m^2
- Poids propre d'accessoires d'attache..... 5 daN/m^2
- Poids propre de la lisse UPN 140..... 16 daN/ml

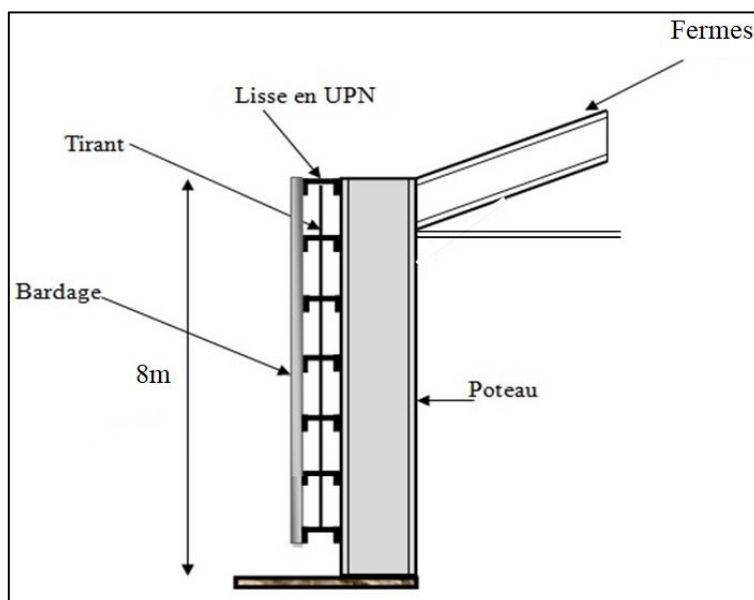


Figure III-12: Disposition des lisses de bardages

A. Evaluation des charges et surcharges

➤ Charges permanentes (G)_⊥ : (Perpendiculaire à l'âme)

- $G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$

- $G = (17 + 5) \times 1,3 + 16$
- $G = 44,6 \text{ daN/ml}$.

➤ Surcharge climatique due au vent (v): (dans le plan de l'âme)

- $V = 73,40 \text{ daN/m}^2$ (voir chapitre II tableau II-2)
- $V = 73,40 \times 1,3 = 95,42 \text{ daN/ml}$

III.2.4 A l'état limite ultime

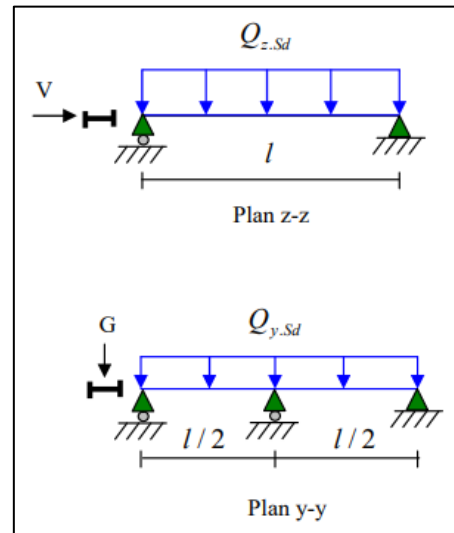
➤ **Combinaison de charge:**

- $Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 \times 44,6$
- $Q_{y, sd} = 60,21 \text{ daN/ml}$

- $Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5 \times 95,42$
- $Q_{z, sd} = 143,13 \text{ daN/ml}$

De Esq. (2) et Esq. (3) on obtient :

- $M_{y, sd} = 644,08 \text{ daN.m}$ (Poutre sur deux appuis)
- $M_{z, sd} = 67,73 \text{ daN.m}$ (Poutre sur trois appuis)



Par tâtonnement, on opte pour **L'UPN 140**

A. Vérification de la section à la résistance :

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

➤ Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{30}{10} = 3 < 10 \implies \text{semelle de classe 1}$$

➤ Classe de l'âme :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14 < 72 \implies \text{Âme de classe 1}$$

La classe de la section transversale du profilé UPN 140 est de classe 1

Tableau. III-1: Caractéristique de l'UPN 140

profils	Dimensions (mm)						$\rho kg/m$	Caractéristiques de calculs						
	h	b	t_w	t_f	r	d		i_y cm	I_y cm ⁴	$W_{pl,y}$ cm ³	A_{vz} cm ²	i_z cm	I_z cm ⁴	$W_{pl,z}$ cm ³
UPN 140	140	60	7	10	10	112,2	14,5	5,71	605	103	10,4	2,48	62,7	28,3

B. Vérification a la flexion déviée (bi-axiale) :

Les lisses travaillent en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier l'Esq. (1)

- La section en U : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$ avec $n = N/N_{pl}$
- Pas d'effort normal : $N=0$ **donc** $n = 0 \Rightarrow \beta = 1$

En appliquant Esq. (4) et Esq. (5) on obtient :

- $M_{ply.Rd} = 2200.45 daN.m$
- $M_{plz.Rd} = 604.59 daN.m$

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{644,08}{2200.45}\right)^2 + \left(\frac{67,73}{604.59}\right)^1 = 0.19 < 1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

C. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement doit satisfaire les formules suivantes :

- $V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd}$; $V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$

On se basant sur Esq. (6), Esq. (7), Esq. (8) et Esq. (9) on obtient :

- $V_{z.sd} = 429,39 daN \ll V_{plz.Rd} = 12827.67 daN \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $V_{y.sd} = 225,78 daN \ll V_{ply.Rd} = 12334.30 daN \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

D. Vérification de l'élément au déversement :

➤ Semelle comprimée :

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse car la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute la longueur par le mur.

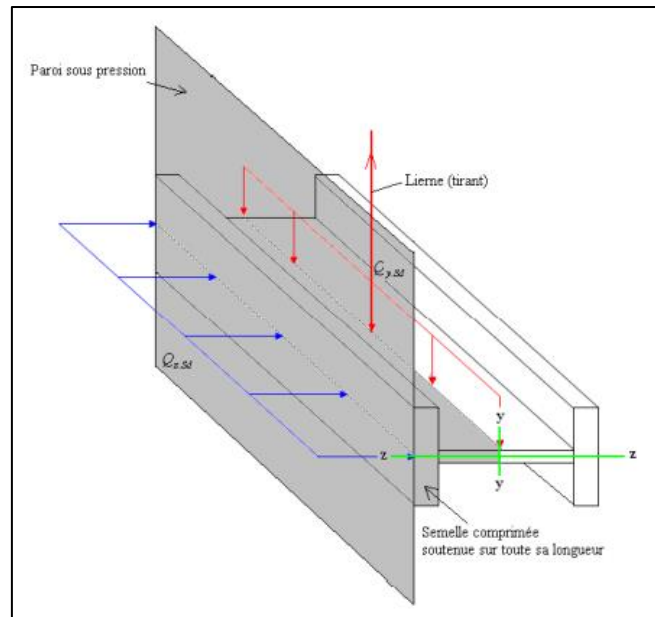


Figure III–13: Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur. (Dahmani.L 2012)

III.2.5 A l'Etat limite de service

A. Vérification de la flèche :

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

Condition de vérification : $f \leq f_{adm}$ Avec : $f_{adm} = \frac{l}{200}$

➤ Flèche horizontale (suivant z-z) :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{0,954 \times (600)^4}{(2,1 \times 10^6)(605)} = 1,26cm < f_{adm} = 3cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Flèche verticale (suivant y-y) :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5 cm$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{G \cdot l/2^4}{E \cdot I_z} = \frac{2,05}{384} \frac{0,446 \times (300)^4}{(2,1 \times 10^6)(62,5)} = 0,14cm < f_{adm} = 1,5cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.6 Calcul des liernes des lisses au long-pan

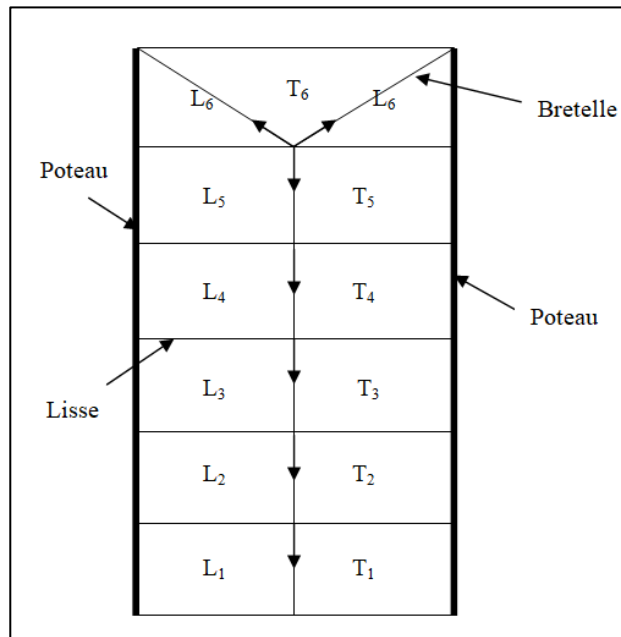


Figure III-14 : effort appliqué aux liernes du long-pan

A. Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicité

➤ Réaction R au niveau du lierne :

$$- R = 1.25 (1.35G) \times \frac{1}{2} = 1.25 (1.35 \times 44,6) \times 3 = 225,78 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la lisse inférieure :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{225,78}{2} = 112,89 \text{ daN}$$

- L'effort dans le tronçon L₂ : $T_2 = R + T_1 = 225,78 + 112,89 = 338,67 \text{ daN}$
- L'effort dans le tronçon L₃ : $T_3 = R + T_2 = 225,78 + 338,67 = 564,45 \text{ daN}$
- L'effort dans le tronçon L₄ : $T_4 = R + T_3 = 225,78 + 564,45 = 790,23 \text{ daN}$
- L'effort dans le tronçon L₅ : $T_5 = R + T_4 = 225,78 + 790,23 = 1016,01 \text{ daN}$
- L'effort dans le tronçon L₆ : $2T_6 \cdot \sin \theta = T_5 \rightarrow T_6 = \frac{T_5}{2 \sin \theta}$

$$T_6 = \frac{1016,01}{2 \sin 23,42} = 1278,10 \text{ daN} \quad \text{Avec :} \quad \theta = \arctg \times \frac{1,3}{3} = 23,42^\circ$$

B. Dimensionnement des liernes

- Le tronçon le plus sollicité est L₆ :
 - $T_6 = N_{sd} = 1278,10 daN$

Pour le calcul de la section des liernes, la même démarche que celle présenté en § II.I 5

- $A \geq \frac{1,1 \times 1278,10}{2350} \rightarrow A = 0.59$
- $\varnothing = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

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

Remarque : L'effort requis par les lisses au long pas est plus important que ceux repris au lisses au pignon, de ce fait, dans ce calcul, on a procédé uniquement au pré dimensionnement des lisses au long pan.

III.3 Pré-dimensionnement des potelets

III.3.1 Introduction

Les potelets sont souvent des profilés en I ou en H destinés à résister aux efforts dus au vent. Ils sont considérés comme articulés aux extrémités.

III.3.2 Détermination des sollicitations

Le potelet travaille à la flexion sous l'action du vent et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait, il fonctionne à la flexion composée.

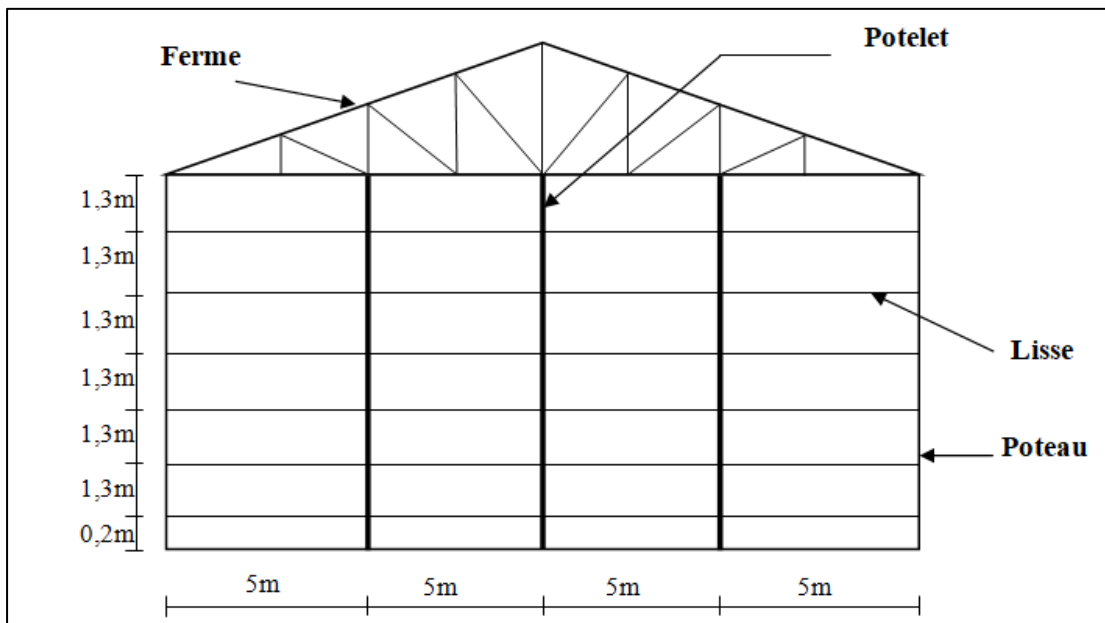


Figure III–15: Les potelets de la face pignon

Les données de calcul

- La hauteur du potelet $L = 8\text{m}$.
- La longueur de la lisse $L = 5\text{m}$
- L'entre axe des potelets $e = 5\text{m}$
- L'entre axe de la lisse $e = 1.3\text{m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=7$)

A. Evaluations des charges et surcharges:

➤ Les charges permanentes :

- Poids propre de bardage 17daN/m²
- Poids propre d'accessoires de pose.....5daN/m²
- Poids propre de la lisse (UPN140) 16daN/m

➤ Calcul de la charge permanent G

- $G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + [(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoires}}) \times S_{\text{tributaire}}]$
- $G = (16 \times 5 \times 7) + (17 + 5) \times (5 \times 8)$
- $G = 1440\text{daN}$

➤ Surcharges climatiques du au vent (V) :

Du tableau (II.8) (CH.2 Neige et Vent)

- $V = 81,06 \times 5$
- $V = 405,3\text{daN/ml}$

III.3.3 Dimensionnement du potelet

A. Sous la condition de flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondéré $V = 405,3 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{405,3 \times 10^{-2} \times 800^3}{2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 2573,33\text{cm}^4.$$

On choisit la section du profilé ayant la valeur de I_y supérieur ou égale à la valeur trouvée, ce qui correspond à un profilé **IPE 220** avec $I_y = 2771,8\text{cm}^4$

➤ **Classe de la section :**

Classe de la semelle : (semelle comprimée)

- $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$ Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$
- $\frac{b/2}{t_f} = \frac{55}{9,2} = 5,97 < 10 \Rightarrow$ semelle de classe 1

Classe de l'âme : (âme fléchie)

- $\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$
- $\frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,10 < 72 \Rightarrow$ Âme de classe 1

La section transversale du profilé IPE 220 est de classe 1, donc les vérifications aux états limites se feront dans le domaine plastique

Tableau. III-2 : **Caractéristiques géométriques de l'IPE 220 :**

profils	Dimensions (mm)						$\rho kg/m$	Caractéristiques de calculs						
	h	b	t_w	t_f	r	d		i_y cm	I_y cm ⁴	$W_{pl,y}$ cm ³	A_{vz} cm ²	i_z cm	I_z cm ⁴	$W_{pl,z}$ cm ³
IPE 220	240	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	9,11	2771,8	285,4	15,9	2,48	204,81	58,1

Calcul de la charge permanent G (avec IPE220) :

- $G = 1440 + (P_{\text{profilé/m}} \times h_{\text{profilé}}) = 1440 + (26,2 \times 8)$
- $G = 1649,6 \text{ daN}$

B. Vérification de la section à la résistance

➤ 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.

- $Q_{z, sd} = 1,5 \times V = 1,5 \times 405,03 = 607,95 \text{ daN/ml}$
- $V_{z, sd} = 2431,80 \text{ daN}$
- $V_{plz, rd} = 27258,80 \text{ daN}$.
- $\frac{V_{z, sd}}{V_{plz, rd}} = \frac{2431,80}{27258,80} = 0,089 < 0,50$

Donc : L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut-être négligée.

$$V_{z, sd} = 2431,80 \text{ daN} \leq 0,5V_{plz, rd} = 13\,629,4 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

➤ Incidence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M_0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

- $N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1649,6 = 2226,96 \text{ daN}$
- $N_{pl,Rd} = 71354,54 \text{ daN}$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 33,4 - 2 \times 11,0 \times 0,92 = 13,16 \text{ cm}^2$$

- $0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.5 \times 18,36 \times 2350 / 1.1 = 14057,27 \text{ daN}$
- $0.25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 71354,54 = 17838,63 \text{ daN}$
- $N_{sd} = 2226,96 \text{ daN} \leq \text{Min} (17838,63 \text{ daN} ; 14057,27 \text{ daN})$
- $N_{sd} = 2226,96 \text{ daN} \leq 14057,27 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Donc : 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

La vérification à la flexion doit satisfaire la formule suivante : $M_{y,Sd} \leq M_{c,Rd}$

Avec :

$$\text{Esq. 27: } M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- $Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 405,3 = 607,95 \text{ daN/ml}$
- $M_{y,Sd} = 4863,6 \text{ daN.m}$
- $M_{c,Rd} = 6097,18 \text{ daN.m}$

$$M_{y,Sd} = 4863,6 \text{ daN.m} \leq M_{c,Rd} = 6097,18 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

D. Vérification de l'élément aux instabilités

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

➤ Flexion composée avec risque de flambement :

$$\text{Esq. 28 : } \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

➤ Flexion composée avec risque de diversement :

$$\text{Esq. 29: } \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

- $N_{by,Rd} = \chi_y \times N_{pl,Rd}$
- $N_{bz,Rd} = \chi_z \times N_{pl,Rd}$
- $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd}$

On se référant à la **Figure (III-16)**, on a abouti au résultats indiqués dans le tableau suivant :

	λ	$\bar{\lambda}$	α	φ	χ
y	87,81	0,935	0.21	0,718	0.7312
z	52,41	0,568	0.34	1.00	0,8722
LT	46,58	0,497	0,21	0,65	0,9284

- $N_{by,Rd} = 0,7139 \times 71354,54 = 50940,00 \text{ daN}$
- $N_{bz,Rd} = 0,8566 \times 71354,54 = 61122,29 \text{ daN}$
- $M_{b,Rd} = 0,9273 \times 6097,18 = 5660,62 \text{ daNm}$

E. Calcul des coefficients d'interactions k_{ij} (Eurocode-3)

Avec risque de déversement :

$$k_{yy} = \min \left[c_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \times \frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{pl,Rd}} \right); c_{my} \left(1 + 0.8 \times \frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{pl,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{yz} = 0.6 k_{zz}$$

$$k_{zz} = \min \left[c_{mz} \left(1 + [\bar{\lambda}_z - 0.6] \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right); c_{mz} \left(1 + 1.4 \times \frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{bz,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{c_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}}; 1 - \frac{0.1}{c_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right)$$

Remarque : Charge uniformément répartie : $c_{my} = c_{mz} = c_{mLT} = 0.95$

A.N :

$$k_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0,935 - 0.2] \times \frac{2226,96}{50940,00} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \times \frac{2226,96}{50940,00} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min(0,98; 0,983)$$

$$k_{yy} = 0,980$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,568 > 0.4$$

$$k_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 \times 0,568}{0.95 - 0.25} \times \frac{2226,96}{61122,29} = 0,997 ; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} \times \frac{2226,96}{61122,29} = 0,994 \right)$$

$$k_{zy} = \max[0,997 ; 0,994] = 0,997$$

$$k_{zz} = \min \left[0.95 \left(1 + [2 \times 0,568 - 0.6] \times \frac{2226,96}{61122,29} \right) ; 0.95 \left(1 + 1.4 \times \frac{2226,96}{61122,29} \right) \right]$$

$$k_{zz} = \min[0,968; 0,998] = 0,968$$

$$k_{yz} = 0.6k_{zz} = 0.6 \times 0,968 = 0,599$$

➤ Vérification par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2226,96}{50940,00} + 0,980 \times \frac{4863,6}{5653,91} = 0,88 \leq 1.0$$

➤ Vérification par rapport à l'axe faible z-z (hors plan):

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2226,96}{61122,29} + 0,997 \times \frac{4863,6}{5653,91} = 0,89 \leq 1.0$$

Conclusion :

Après avoir établie les vérifications aux états limites ultimes et de service les profilés IPE 180 et UPN140 sont donc vérifiés à la sécurité et conviennent respectivement comme panne de toiture et lisse de bardage. Quant aux résultats des vérifications aux instabilités le profilé IPE 220 convient comme potelet.

Chapitre 4 :

Éléments Fermes

IV. Introduction

Les fermes sont les poutres maîtresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier. Les extrémités de cette membrure sont reliées à la membrure inférieure, appelée entrain, par les goussets de retombée. Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales.

On considère dans le présent chapitre les fermes légères à âme simple destinées à supporter la couverture, dites de toiture.

Partie 1 : calcul des fermes

IV.1 Détermination des charges et surcharges agissantes sur la ferme

IV.1.1 Charge permanentes

La ferme supporte en plus de son poids propre, le poids de la couverture, des accessoires de pose, des pannes et celui des contreventements de toiture.

- Couverture (PL75) + accessoires de pose 20,0daN /m²
- Panne (IPE180) 18,8Kg/ml
- Ferme (poids forfaitaire) 16,0daN /m²
- Contreventement (poids estimé) 4daN /m²

IV.1.2 Surcharges climatiques

- Surcharge de neige : (par projection horizontale)

$N_n = S = 14,4 \text{ Kg/m}^2$ (voir CH.2 étude de la neige)

- Surcharge au vent : (perpendiculaire au versant)

Tableau IV-1: Pression sur la toiture – Direction du vent V3

ZONE	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{p(z)}$ daN/m ²	$w_{(z)}$ daN/m ²	$w_{(z)}$ daN/ml
F	-1,196	-0,18	-1,016	63.83	-64,85	-381,1
	-0,503		-0,323		-20,61	-123,66
G	-0,948	-0,18	-0,768	63.83	-49,02	-294,12
	-0,318		-0,138		-8,80	-52,8
H	-0,411	-0,18	-0,231	63.83	-14,74	-88,44
	-0,096		0,084		5,36	32,16
I	-0,474	-0,18	-0,294	63.83	-18,77	-112,62
J	-0,852	-0,18	-0,672	63.83	-42,89	-257,34
	-0,556		-0,376		-40,70	-244,2

L'entre axe du portique est de 6m ; $P_h [\text{daN/m}^2] \times \text{entre axe} = P_h [\text{daN/ml}]$

Convention de signe :

- (+) pression ; action du vent vers la paroi
- (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

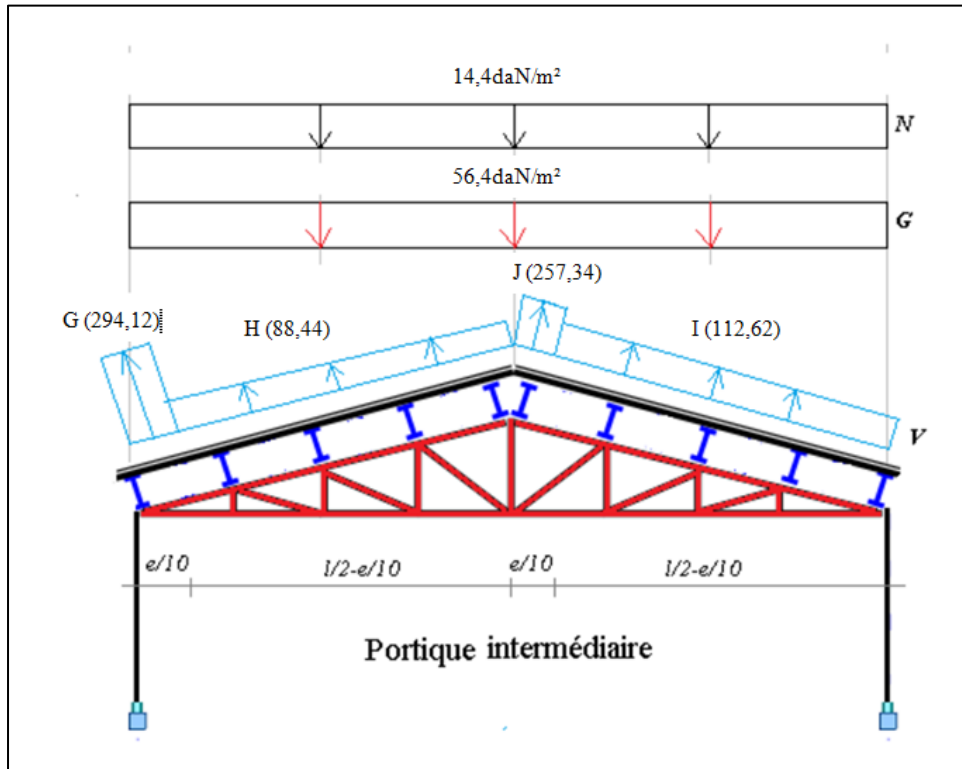


Figure IV-1 : charges et surcharges agissantes sur la ferme (Dahmani.L 201)

Remarque : 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.

IV.2 Coefficient de pression équivalent

- Versant gauche : $C_{e,eq} = C_{e,G} \times e/10 + C_{e,h} (l/2 - e/10)/l$
- Versant droit : $C_{e,eq} = C_{e,J} \times e/10 + C_{e,I} (l/2 - e/10)/l$

Avec : $e = \min(b ; 2h) = \min(18 ; 2 \times 10) = 18$

Charge équivalente du vent :

$$W = \frac{294,12 \times 1,8}{20} + \frac{88,44 \times 8,2}{20} + \frac{257,34 \times 1,8}{20} + \frac{112,62 \times 8,2}{20}$$

$$W = 132,066 \text{ daN/ml}$$

A. Calcul des efforts revenant aux nœuds :

La surface horizontale d'influence qui revient pour chaque nœud :

$$S = 6 \times 2,5 = 15\text{m}^2$$

B. Effort dû aux charges permanentes :

$$P_G = (20 + 7,52 + 16 + 4) \times 15 = 712,8\text{daN}$$

C. Effort dû aux surcharges de neige :

$$P_N = 14,4 \times 15 = 216 \text{ daN}$$

D. Effort dû au vent :

$$P_V = -\frac{132,066}{6} \times 15 = -330,16 \text{ daN}$$

Remarque : Les efforts dus au vent ascensionnel agissent perpendiculairement aux versants de la toiture. Vu la faible pente de la toiture et par souci de simplification des calculs, on admet que ces efforts sont dirigés verticalement.

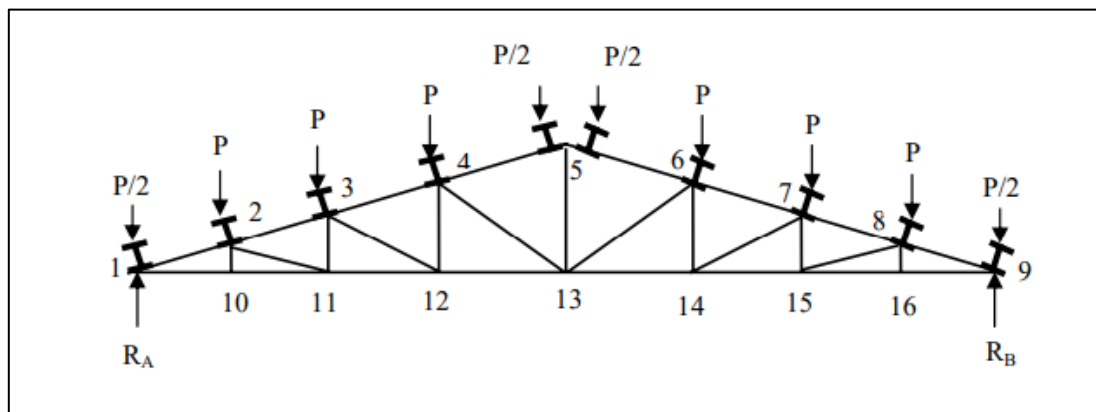
IV.3 Calcul des efforts dans les barres

Selon (Dahmani Edition 2012), le procédé le plus facile de détermination des efforts dans les barres d'une ferme est le graphique de « Cremona ». Dans le cas de cette étude, on a opté pour la solution analytique proposer (cours RDM), parmi les hypothèses de calcul, cette méthode impose la considération suivante ; les barres sont articulées dans les nœuds.

A. Calcul des efforts par la méthode des nœuds.

Cas d'une charge unitaire $P = 1.0 \text{ daN}$

La ferme peut être considérée comme un ensemble de nœuds articulés et de barres soumises à des efforts axiaux. Comme elle est en équilibre, chaque nœud doit aussi se trouver parfaitement équilibré. Cet équilibre peut être mis en évidence par le schéma du nœud isolé à partir duquel nous pouvons facilement écrire les équations d'équilibre.



- $RA = RB = \frac{8P}{2} = 4P$
- $P = 1 \text{ daN}$
- $RA = RB = 4 \text{ daN}$
- $\alpha = 11,30^\circ$

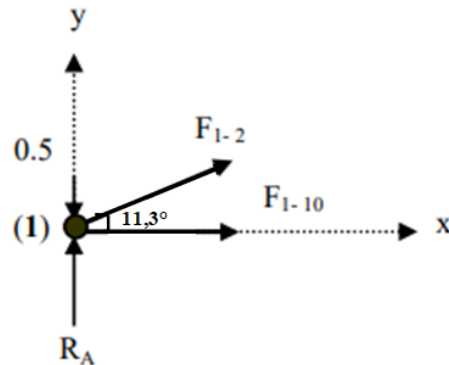
➤ **Nœud 1:**

$$\sum F_x = 0 \implies F_{1-2} \cos 11,3 + F_{1-10} = 0$$

$$\sum F_y = 0 \implies F_{1-2} \sin 11,3 + 4 - 0,5 = 0$$

$$F_{1-2} = -17,86 \text{ daN}$$

$$F_{1-10} = 17,61 \text{ daN}$$



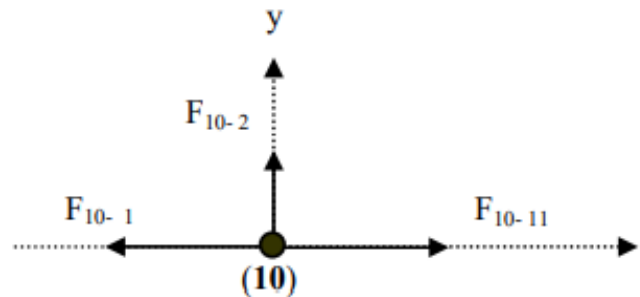
➤ **Nœud 10:**

$$\sum F_x = 0 \implies F_{10-11} - F_{10-1} = 0$$

$$\sum F_y = 0 \implies F_{10-2} = 0$$

$$F_{10-11} = F_{10-1} = 17,61 \text{ daN}$$

$$F_{10-2} = 0 \text{ daN}$$



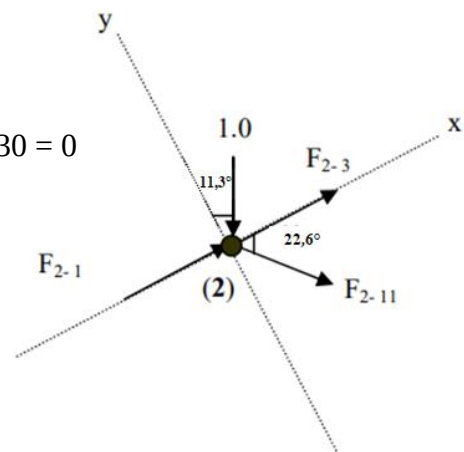
➤ **Nœud 2 :**

$$\sum F_x = 0 \implies F_{2-1} + F_{2-3} + F_{2-11} \cos 22,6 - P \sin 11,30 = 0$$

$$\sum F_y = 0 \implies -F_{2-11} \sin 22,6 - P \cos 11,30 = 0$$

$$F_{2-11} = -2,55 \text{ daN}$$

$$F_{2-3} = -15,3 \text{ daN}$$



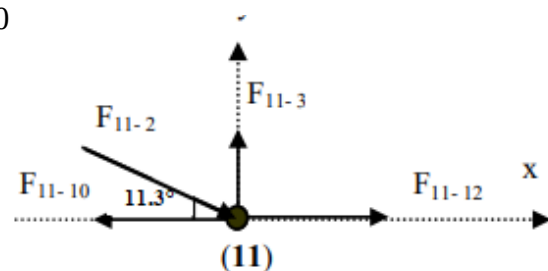
➤ **Nœud 11**

$$\sum F_x = 0 \implies F_{11-12} - F_{11-10} + F_{11-2} \cos 11,3 = 0$$

$$\sum F_y = 0 \implies F_{11-3} - F_{11-2} \sin 11,3 = 0$$

$$F_{11-3} = 0,5 \text{ daN}$$

$$F_{11-12} = 15,10 \text{ daN}$$



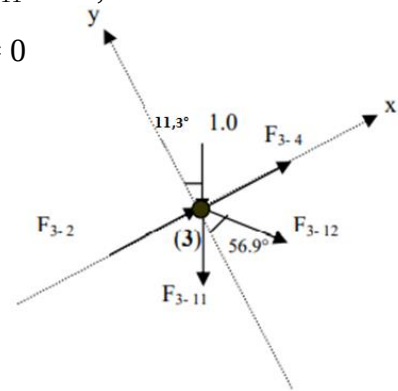
➤ **Nœud 3 :**

$$\sum F_x = 0 \implies F_{3-4} + F_{3-2} + F_{3-12} \sin 56,9 - P \sin 11,30 - F_{3-11} \sin 11,3 = 0$$

$$\sum F_y = 0 \implies -F_{3-12} \cos 56,9 - P \cos 11,30 - F_{3-11} \cos 11,3 = 0$$

$$F_{3-4} = -12,8 \text{ daN}$$

$$F_{3-12} = -2,70 \text{ daN}$$



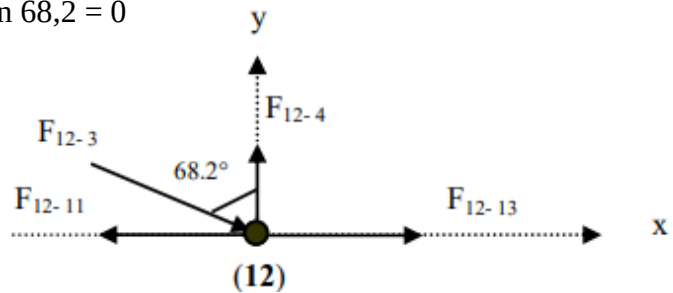
➤ **Nœud 12 :**

$$\sum F_x = 0 \implies F_{12-13} - F_{12-11} + F_{12-3} \sin 68,2 = 0$$

$$\sum F_y = 0 \implies F_{12-4} - F_{12-3} \cos 68,2 = 0$$

$$F_{12-13} = 12,5 \text{ daN}$$

$$F_{12-4} = 1,0 \text{ daN}$$



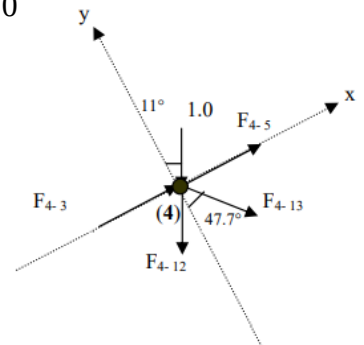
➤ **Nœud 4 :**

$$\sum F_x = 0 \implies F_{4-5} + F_{4-3} + F_{4-13} \sin 47,7 - P \sin 11,30 - F_{4-12} \sin 11,3 = 0$$

$$\sum F_y = 0 \implies -F_{4-13} \cos 47,7 - P \cos 11,30 - F_{4-12} \cos 11,3 = 0$$

$$F_{4-5} = -10,3 \text{ daN}$$

$$F_{4-13} = -2,9 \text{ daN}$$



➤ **Nœud 13:**

$$\sum F_y = 0 \implies F_{13-5} - 2 \times F_{13-4} \cos 59 = 0$$

$$F_{13-5} = +3,0 \text{ daN}$$

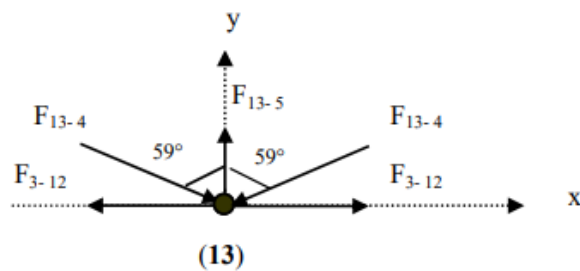


Tableau IV-2 : Tableau récapitulatif des efforts

Eléments	N° des barres	Effort dû à P = 1.0	Nature des efforts		
			G 712,8 kg	N 216 kg	V - 330,16 kg
Membrane Supérieure	1-2	- 17,86	-12730,60	-3857,76	5896,65
	2-3	- 15,3	-10905,84	-3304,8	5051,44
	3-4	- 12,8	-9123,84	-2764,8	4228,04
	4-5	- 10,3	-7341,84	- 2224,8	3400,64
Membrane inférieure	1-10	+ 17,61	12552,40	3803,76	-5814,11
	10-11	+17,61	12552,40	3803,76	-5814,11
	11-12	+ 15,10	10763,28	3261,6	-4985,41
	12-13	+12,5	8910,0	2700,0	-4127,0
Diagonales	2-11	- 2,55	- 1817,64	-550,8	841,90
	3-12	-2,7	-1924,56	-583,2	891,43
	4-13	-2,90	- 2067,12	- 626,4	957,46
Montants	2-10	0	0	0	0
	3-11	+ 0,5	356,4	108,0	-165,08
	4-12	+ 1,0	712,8	216,0	-330,16
	5-13	+ 3,0	2138,4	648,0	-990,48

Tableau IV-3:les combinaisons de charges

Eléments	N° des barres	Les combinaisons les plus défavorables	
		1,35G + 1,5N	G + 1,5V
Membrane Supérieure	1-2	-22972,95	-3885,62
	2-3	-19680,08	-3328,68
	3-4	-16446,38	-2781,78
	4-5	-13248,68	-2240,88
Membrane inférieure	1-10	22651,38	3831,23
	10-11	22651,38	3831,23
	11-12	19422,82	3285,16
	12-13	16078,5	2719,5
Diagonales	2-11	-3280,01	-554,79
	3-12	-3472,95	-587,41
	4-13	-3730,21	-630,93
Montants	2-10	0	0
	3-11	643,14	108,78
	4-12	1286,28	217,56
	5-13	3858,84	652,48

IV.4 Dimensionnement des barres

IV.4.1 Membrure supérieure

➤ Barre 1-2 :

$$N_{sd} = -22972,95 \text{ daN} = -229,72 \text{ KN (compression)}$$

$$\text{Longueur } l_0 \text{ de la barre } l_0 = \frac{2,5}{\cos \alpha} = 2,55 \text{ m}$$

- $l_y = 0,9 l_0 = 2,3 \text{ m}$ (dans le plan de la ferme)
- $l_z = l_0 = 2,55 \text{ m}$ (dans le plan $\perp$ au plan de la ferme)
- $l_{\max} = 2,55 \text{ m}$

Pour le dimensionnement les éléments comprimés il est nécessaire de calculer l'inertie qu'il faut pour résister à la charge critique d'Euler :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{nec}}{(l_{\max}^2)} \geq N_{sd} \quad ; \quad I_{nec} \geq \frac{N_{sd} \cdot (l_{\max}^2)}{\pi^2 E}$$

A.N:

$$I_{nec} \geq \frac{229,72 \times 255^2}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4} = 72,07 \text{ cm}^4$$

On opte donc pour deux cornière 2L70×70×7.

➤ **Deux cornières :**

$$I_y = 2I_{y1} = 2 \times 42,30 = 84,6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 [I_z + A_c \times \Delta^2] = 2 [42,3 + 9,40 \times 2,47^2] = 199,29 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = z_s + 0,5 = 1,97 + 0,5 = 2,47$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2I_{y1}}{2A_c}} = 2,12 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{199,29}{2 \times 9,40}} = 3,25 \text{ cm}$$

➤ **Classe de la section**

$$\frac{h}{t} = \frac{70}{7} = 10 < 15 \varepsilon = 15 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{70+70}{2 \times 7} = 10 < 11,5 \varepsilon = 11,5 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

A. Vérification de la barre

La vérification de la section à la résistance et au flambement se fera selon la formule suivante : $N_{sd} \leq N_{c.Rd}$

Avec :

$$N_{c.Rd} = \min (N_{pl.Rd}; N_{b.Rd})$$

$$N_{b.Rd} = \chi_{min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

B. Calcul du coefficient χ_{min} :

$$\chi_{min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_{max}^2]^{0,5}}$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \max (\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

On se référant à l'organigramme présenté dans la figure (III.6) on obtient :

	λ	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ_{min}
y	39,90	0,42	0,882	0,676
z	61,32	0,65		

Pour autres sections courbe de flambement d : $\alpha = 0,76$ (voir tableau (2) CH3)

A.N:

$$N_{b.Rd} = 0,676 \times \frac{9,40 \times 2 \times 23,50}{1,1} = 135,75$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{9,40 \times 2 \times 23,50}{1,1} = 200,81$$

$$N_{c.Rd} = \min(135,75 ; 200,81)$$

$$N_{sd} = 229,72 \text{ KN} < N_{b.Rd} = 135,75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section : Soit une double cornière **2L70×70×8**

➤ **Deux cornières :**

$$I_y = 2I_{y1} = 2 \times 47,27 = 94,54 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 [I_{z1} + A_c \times \Delta^2] = 2 [47,27 + 10,7 \times 2,51^2] = 229,36 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = z_s + 0,5 = 2,01 + 0,5 = 2,51$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2I_{y1}}{2A_c}} = \sqrt{\frac{94,54}{2A_c}} = 2,10 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{229,36}{2 \times 10,7}} = 3,27 \text{ cm}$$

➤ **Classe de la section**

$$\frac{h}{t} = \frac{70}{8} = 8,75 < 15\epsilon = 15 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{70+70}{2 \times 8} = 8,75 < 11,5 \epsilon = 11,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On se référant à l'organigramme présenté dans la figure (III.6) on obtient :

	λ	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ_{min}
y	45,01	0,47	0,979	0,676
z	70,14	0,74		

A.N :

$$N_{b.Rd} = \frac{\chi_{min.(A.f_y)}}{\gamma_{M1}} = 0,979 \times \frac{9,40 \times 2 \times 23,50}{1,1} = 393,20KN$$

$$N_{sd} = 229,72 KN < N_{b.Rd} = 393,20KN \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IV.5 Membrure inférieure

➤ **Barre 1-10 :**

$$N_{sd} = + 22651,38 = 226,51 KN \text{ (traction)}$$

Longueur l_0 de la barre $l_0 = 2,5m$

- $l_y = 0,8 l_0 = 1,83m$ (dans le plan de la ferme)
- $l_z = l_0 = 2,5m$ (dans le plan $\perp$ au plan de la ferme)
- $l_{max} = 2,3m$

Pour le dimensionnement des éléments tendus il est nécessaire de calculer la section brute qui assurera la résistance

A. Calcul de la section brute A :

$$A \geq \frac{N_{sd} . \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{169,79 \times 1,1}{23,5} = 7,94cm^2$$

Soit une double cornière **2L50×50×7**

- $A_c = 6,56 cm^2$
- $A = 2A_c = 2 \times 6,56 cm^2 = 13,12cm^2$

B. Vérification a la traction :

La vérification de la section choisie à la résistance se fera suivant la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{t.Rd} = \text{Min} [N_{pl.Rd}); N_{u.Rd}]$$

Où :

- $N_{t.Rd}$: est la résistance de calcul de la section a la traction prise comme la plus petite des valeurs suivantes :
- $N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$: Résistance plastique de la section brute
- $N_{u.Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$: Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation

C. Résistance ultime de la section brute :

$$N_{pl.Rd} = \frac{13,12 \times 23,5}{1,1} = 280,29 \text{ KN}$$

D. Résistance ultime de la section nette :

Pour :

- $p1 = 100\text{mm}$;
- $e1 = 25\text{mm}$
- $d0 = 13\text{mm}$ Diamètre des trous

Section nette : $A_{net} = 2 (6,56 - 0,8 \times 1,3) = 11,04\text{cm}^2$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \times 11,04 \times 36}{1,25} = 285,37 \text{ KN}$$

$$N_{t.Rd} = \text{Min} [280,29 ; 285,37] = 280,29\text{KN}$$

$$N_{sd} = 226,51 \leq N_{t.Rd} = 280,29 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IV.6 Diagonales

➤ **Barre 4-13 :**

$$N_{sd} = -3730,21 = -37,30 \text{ KN (compression)}$$

On procède de la même manière que pour la membrure supérieure

Longueur de la barre $l_0 = 2,9\text{m}$

- $l_y = 0,8 l_0 = 2,32\text{m}$
- $l_z = 2,9\text{m}$
- $l_{\max} = 2,9\text{m}$

$$I_{nec} \geq = \frac{37,30 \times 290^2}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4} = 15,13 \text{ cm}^4$$

$$I_{nec} \geq = \frac{37,30 \times 290^2}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4} = 15,13 \text{ cm}^4$$

Soit donc une double cornière 2L45×45×5

➤ **Deux cornières :**

$$I_y = 2I_y = 2 \times 7,84 = 15,68 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 [I_z + A_c \times \Delta^2] = 2 [7,84 \text{ cm} + 4,30 \times 1,78^2] = 42,92 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = z_s + 0,5 = 1,28 + 0,5 = 1,78$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2I_y}{2A_c}} = 1,35 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{42,92}{2 \times 4,30}} = 2,23 \text{ cm}$$

IV.6.1 Classe de la section

$$\frac{h}{t} = \frac{45}{5} = 9 < 15\epsilon = 15 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{45+45}{2 \times 5} = 9 < 11,5 \epsilon = 11,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

A. Vérification a la compression :

➤ **Calcul de l'élancement χ_{min} :**

On se référant à l'organigramme présenté dans la figure (III.6) on obtient :

	λ	$\bar{\lambda}$	$\emptyset$	χ_{min}
y	11,61	0,123	0,52	1,00
z	19,24	0,204		

A.N.:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min}(A \cdot f_y)}{\gamma_{M1}} = 1,00 \times \frac{8,6 \times 2 \times 23,50}{1,1} = 183,72 \text{ K}$$

$$N_{sd} = 37,30 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 183,72 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

B. Vérification a la rigidité :

La barre est susceptible de flamber uniquement sous l'action de son poids propre :

L'élanement limite $\lambda_{lim} = 150$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{15,68}{1,35} = 11,61 < \lambda_{lim} = 150 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{42,92}{2,23} = 19,24 < \lambda_{lim} = 150 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IV.7 Montants

➤ Barre 5-13 :

$$N_{sd} = 3858,84 \text{ daN} = 38,58 \text{ KN (traction)}$$

Par le même procédé que pour la membrure inférieure

Longueur l_0 de la barre $l_0 = 2\text{m}$

- $l_y = 0,8 l_0 = 1,6\text{m}$
- $l_z = l_0 = 2\text{m}$

IV.7.1 Calcul de la section brute A

$$A \geq \frac{38,58 \times 1,1}{23,5} = 1,80 \text{ cm}^2$$

La section étant très faible et pour des raisons constructive on opte pour une double cornière : **2L45×45×5**

Deux cornières :

- $I_y = 2I_{y_1} = 2 \times 7,84 = 15,68 \text{ cm}^4$
- $I_z = 2 [I_{z_1} + A_c \times \Delta^2] = 2 [7,84 \text{ cm} + 4,30 \times 1,78^2] = 42,92 \text{ cm}^4$

$$\Delta = z_s + 0,5 = 1,28 + 0,5 = 1,78$$

- $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{15,68}{2 \times 4,30}} = 1,35 \text{ cm}$
- $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{42,92}{2 \times 4,30}} = 2,23 \text{ cm}$

IV.7.2 Vérification de la section choisie à la résistance

$$N_{sd} \leq N_{t.Rd} = \text{Min} [N_{pl.Rd} ; N_{u.Rd}]$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{8,6 \times 23,5}{1,1} = 183,72 \text{ KN}$$

$$\text{Section nette : } A_{net} = 2 (4,30 - 0,5 \times 1,3) = 7,3 \text{ cm}^2$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \times 7,3 \times 36}{1,25} = 189,22 \text{KN}$$

$$N_{t.Rd} = \text{Min} [183,72; 189,22] = 183,72 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 38,58 \leq N_{t.Rd} = 183,72 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IV.7.3 Vérification a la rigidité

La barre est susceptible de flamber uniquement sous l'action de son poids propre :

L'élancement limite pour les éléments tendus $\lambda_{lim} = 450$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{15,68}{1,35} = 11,61 < \lambda_{lim} = 450 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{42,92}{2,23} = 19,24 < \lambda_{lim} = 450 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Remarque :

Pour les barres à effort nul (cas de la barre 2-10). Ces membrures ne sont pas sans utilité, même si elles ne sont pas soumises à des efforts lors de mises en charges particulières. En effet, elles peuvent être sollicitées si les conditions de charge changent et sont nécessaires pour maintenir la ferme dans la forme désirée.

IV.8 Calcul du poids réel de la ferme

Lors de calcul des charges nous avons estimé le poids propre de la ferme à 12daN / m² de la surface horizontale de la construction.

Poids estimé de la ferme : 16×6×20=1920daN

IV.8.1 Poids réel de la ferme

- Membrure supérieure (arbalétrier) : 2L70×70×8 à 16.74 daN /ml

Longueur : 20.40 m

$$W_{ms} = 20,40 \times 16,74 = 341,49 \text{daN}$$

- Membrure inférieure (entrait) : 2L50×50×7 à 10,3daN /ml

Longueur : 20.0 m

$$W_{mi} = 20 \times 10,3 = 206 \text{kg}$$

- Montants : 2L45×45×5 à 6.76daN /ml

Longueur totale : 8 m

$$W_m = 8 \times 6,76 = 54,08 \text{kg}$$

- **Diagonales : 2L45×45×5 à 6.76daN /ml**

Longueur totale : 16.33 m

$$W_d = 16,33 \times 6,76 = 110,39 \text{ daN}$$

IV.8.2 Poids total de la ferme

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 341,49 + 206 + 54,08 + 110,39 = 711,86 \text{ daN}$$

A cela nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture.

$$\text{Poids total de la ferme : } W = 711,86 \times 1,20 = 854,23 \text{ kg}$$

$$854,23 \div (20 \times 6) = 7,11 \quad \text{Soit } 8 \text{ daN /m}^2$$

Remarque La valeur adoptée pour le calcul des charges (16 kg / m^2) est excessive mais acceptable pour des raisons de sécurité.

Partie 2 : calcul des poteaux fermes

IV.9 Introduction

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté.

Dans ce chapitre le calcul des poteaux doit avoir des dimensions suffisantes pour résister aux efforts de compression dus aux charges permanentes (poids propre de la couverture, des pannes, et de la ferme) ; aux surcharges climatiques (action du vent et de la neige) et à l'effort de flexion dû à la poussée horizontale du vent.

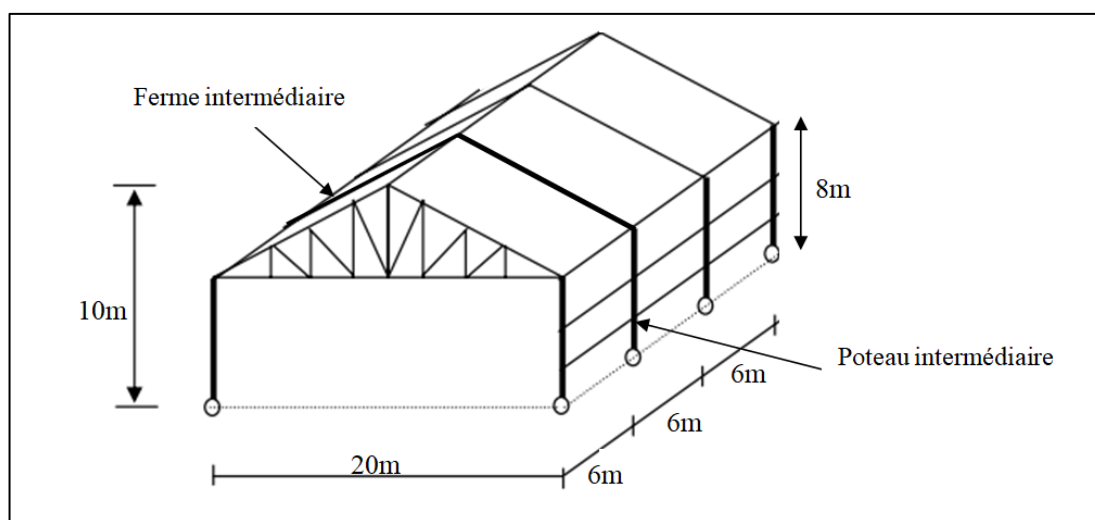


Figure IV-2 : La disposition des poteaux

IV.10 Détermination des charges et surcharges agissantes sur un portique

IV.10.1 Charge permanentes

La ferme supporte en plus de son poids propre, le poids de la couverture, des accessoires de pose, des pannes et celui des contreventements de toiture.

- Couverture (PL75) + accessoires de pose 20,0daN /m²
- Panne (IPE180) 18,8Kg/ml
- Ferme (voir chapitre des fermes) 8,0daN /m²
- Lisse (UPN140) 16,0daN/ml
- Bardage et accessoires d'attache 22,0 daN/m²

IV.10.2 Surcharges climatiques

➤ Surcharge neige : (par projection horizontale)

$N = 14,4 \text{ daN /m}^2$ (voir CH.2 étude de la neige)

$N = 14,4 \times 6 = 86,4 \text{ daN /ml} = 86,4 \text{ daN/ml}$

➤ Surcharge au vent : (perpendiculaire au versant)

Tableau IV-4: Pressions sur les parois verticales – Direction du vent V3

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_{p(z)}$ daN/m ²	$w_{(z)}$ daN/m ²	$w_{(z)}$ daN/ml
A	-1,0	-0,18	-0,82	63,83	-52,34	-314,04
B	-0,8	-0,18	-0,62	63,83	-39,57	-237,42
C	-0,5	-0,18	-0,32	63,83	-20,42	-122,52
D	+0,8	-0,18	0,62	63,83	39,57	237,42
E	-0,3	-0,18	-0,12	63,83	-7,65	-45,9

Convention de signe :

(+) pression ; action du vent vers la paroi

(-) dépression ; action du vent hors de la paroi

IV.11 Calcul des moments a la tête des poteaux

Le moment à l'encastrement poteau-ferme vaut : $M = \frac{Ql^2}{4(2k+3)}$

avec : $k = \frac{I_t}{I_p} \times \frac{h}{l}$

- I_p : indice du poteau HEA220
- I_t : inertie de la ferme
- h : hauteur du poteau (h=8m)
- l : Portée de la ferme (l= 20m)

Note : Le moments d'inertie de la ferme est calculé en substituant à sa place une poutre pleine équivalente (vis-à-vis de la flèche) dont l'axe et confondue avec la membrure inférieure de la ferme.

Le moment d'inertie de la poutre équivalente est déterminé d'une manière approximative à l'aide de la formule suivante :

$$I_t = (I_{sup} + S_{sup} \times v_{sup}^2 + I_{inf} + S_{inf} \times v_{inf}^2)$$

Avec :

S_{sup} et S_{inf} : aire de section des membrures supérieure et inférieure de la ferme respectivement.

v_{sup} et v_{inf} : les distance entre centre de gravité (axe) de la ferme et les axes de membrures supérieure et inférieure à mi travée.

A. Position du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

➤ Membrure supérieure (arbalétrier) : **2L70×70×8**

- $I_y = 94,54 \text{ cm}^4$
- $A = 21,4 \text{ cm}^2$
- $y = 196,5$

➤ Membrure inférieure (entrait) : **2L50×50×7**

- $I_y = 29,22 \text{ cm}^4$
- $A = 13,12 \text{ cm}^2$
- $y = 0$

$$y_G = \frac{21,4 \times 196,5 + 13,12 \times 0}{21,4 + 13,12} = 121,81 \text{ cm}$$

A.N:

$$v_{\text{sup}} = 196,5 - 121,81 = 74,69 \text{ cm}$$

$$v_{\text{inf}} = 121,81 \text{ cm}$$

$$I_t = (I_{\text{sup}} + S_{\text{sup}} \times v_{\text{sup}}^2 + I_{\text{inf}} + S_{\text{inf}} \times v_{\text{inf}}^2)$$

$$I_t = (94,54 + 21,4 \times 74,69^2 + 29,22 + 13,12 \times 121,81^2) = 314176,0 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$k = \frac{314176}{20} \times \frac{8}{5409,7} = 23,23$$

Soit :

$$MG = \frac{Ql^2}{4(2k + 3)} = \frac{213,12 \times 20^2}{4(2 \times 23,23 + 3)} = 430,89 \text{ daNm}$$

$$MN = \frac{Ql^2}{4(2k + 3)} = \frac{86,4 \times 20^2}{4(2 \times 23,23 + 3)} = 174,68 \text{ daNm}$$

B. Effet du vent:

D'après les résultats de l'étude au vent (voir tableau 16 CH2)

- Paroi D : $39,57 \text{ daN/m}^2$
- Paroi E : $7,65 \text{ daN/m}^2$

$$\text{Résultante : } 39,57 + 7,65 = 47,13 \text{ daN/m}^2$$

➤ Effort en tête des poteaux :

$$F = 47,13 \times 6 \times \frac{8}{2} = 1131,12 daN$$

➤ Moment en tête des poteaux :

$$M_v = 1131,12 \times \frac{8}{2} = 4524,48 daNm$$

➤ Les efforts verticaux :

$$N_v = \pm \frac{1131,12 \times 8}{20} = 452,44 daN$$

C. Vérification des poteaux

Nature de sollicitation : Flexion composée

Formules de vérifications : cas de sections de classe 1 ou 2

Combinaison les plus défavorables :

$$N_{sd} = N_{max} = 1,35N_G + 1,35 (N_V + N_N)$$

$$M_{y,sd} = M_{max} = 1,35M_G + 1,35 (M_V + M_N)$$

Avec:

- $M_G = 873,44 daNm$
- $M_N = 354,09 daNm$
- $M_V = 4524,48 daNm$

$$N_G = \frac{213,12 \times 20}{2} = 2131,3 daN$$

$$N_N = \frac{86,4 \times 20}{2} = 864 daN$$

$$N_V = 452,44 daN$$

A.N:

$$N_{sd} = N_{max} = 1,35 \times 2131,3 + 1,35(452,44 + 864) = 4655,79 daN$$

$$M_{y,sd} = M_{max} = 1,35 \times 873,44 + 1,35(4524,48 + 354,09) = 7900,21 daNm$$

D. Vérification au flambement et au déversement

Le calcul des coefficients se fera en suivant les étapes inscrites dans la figure (III.6).

Tableau IV-5 : récapitulatif des coefficients

	λ	$\bar{\lambda}$	α	$\emptyset$	χ_{min}
y	175,89	1,87	0.34	2,532	0,2359
z	23,59	0,251	0.49	0,543	0,9760

Avec :

$$l_y = 2h \sqrt{1 + \frac{0,4}{k}} \quad ; \quad l_y = 2 \times 8 \sqrt{1 + \frac{0,4}{23,23}} = 16,13\text{m (dans le plan du portique)}$$

$$l_z = 1,3\text{m (entre axe des lisses hors plans du portique)}$$

➤ Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$C_1 = 1,88 - 1,40\Psi + 0,52\Psi^2 \leq 2,7$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} \text{ Avec } M_a < M_b \text{ moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.}$$

$$1,0 \leq \Psi \leq 1,0$$

$$- M_b = 79\text{KNm}$$

$$- M_a = M_{y,SD} (h=6\text{m}) = \frac{79 \times 6}{8} = 59,25\text{KNm}$$

$$\Psi = 59,25/79 = 0,75$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \times 0,75 + 0,52 \times 0,75^2 = 1,122 \leq 2,7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{130/5,51}{1,122^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{130/5,51}{21/1,1} \right)^2 \right]^{0,25}} = 21,86$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{21,86}{93,9} = 0,232$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,232 - 0,2) + 0,232^2] = 0,530$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,530 + [0,530^2 - 0,232^2]^{0,5}} = 0,9935$$

➤ Calcul des coefficients k

- **Calcul du coefficient k_{LT} :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} \leq 0,9$$

- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{MLT}**

Cas de moment d'extrémité :

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \Psi$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times 0,75 = 1,27$$

Donc : $\mu_{LT} = 0,15 \times 0,38 \times 1,27 = -0,07 < 0,9$

D'où : $k_{LT} = 1 - \frac{-0,07 \times 46,55}{0,9760 \times 64,3 \times 23,50} = 1,002 > 1$

On prend $k_{LT} = 1$

- **Calcul du coefficient k_y :**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y \leq 0,9$$

- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{My}**

Cas de moment d'extrémité :

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \Psi$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{79} = 0$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

Donc :

$$\mu_y = 1,26 \times (2 \times 1,8 - 4) + \frac{804,3 - 713,1}{713,1} = -0,376$$

D'où:

$$k_y = 1 - \frac{-0,376 \times 46,55}{0,2359 \times 64,3 \times 23,50} = 1,049$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{64,3 \times 23,5}{1,1} = 1373,68 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{568,5 \times 23,5}{1,1} = 12145,22 \text{ KNcm} = 121,45 \text{ KNm}$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{k_y \times M_{y, Sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

AN :

$$\frac{46,55}{0,2359 \times 1373,68} + \frac{1,04 \times 79}{121,45} = 0.82 < 1.0 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y, Sd}}{\chi_{TL} \times M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

AN :

$$\frac{46,55}{0,9760 \times 1373,68} + \frac{1,00 \times 79}{0,9935 \times 121,45} = 0.69 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Chapitre 5 :

Exercices 2 :

Charge et surchar

Exercices et surchar

V. Introduction

Durant sa vie une construction sera soumise à des différentes actions. Pour calculer une construction, il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges qui s'exécrèrent sur celle-ci tels que :

- Poids propre
- Charge utiles dans le bâtiment
- Actions climatique
- Actions accidentelles

Le présent chapitre traite les charges permanentes et d'exploitation des bâtiments, leur mode d'évaluation et leurs valeurs à introduire dans les calculs comme inscrit dans le règlement technique DTR B.C2.2.

V.1 Charges permanentes

Ce sont les charges qui ont une intensité constante, ou très peu variable dans le temps. La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, sol, enduits et revêtements quelconques.

Selon le DTR B.C2.2, la valeur de telles charges se calcule d'après le volume des matériaux et leurs densités la plus grande dans les conditions d'emploi.

V.1.1 Plancher terrasse

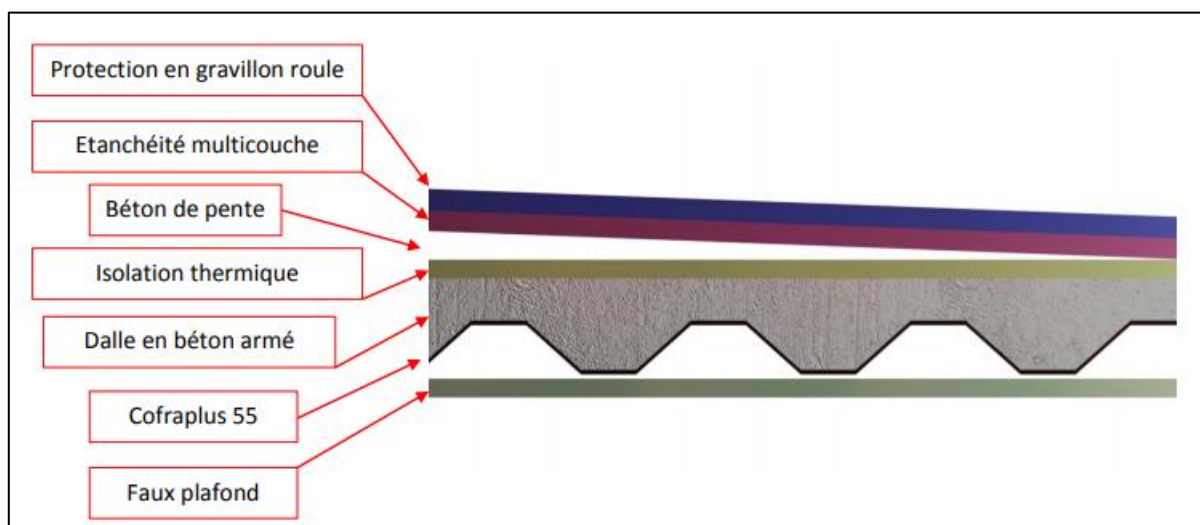


Figure V-1: éléments composant le plancher terrasse

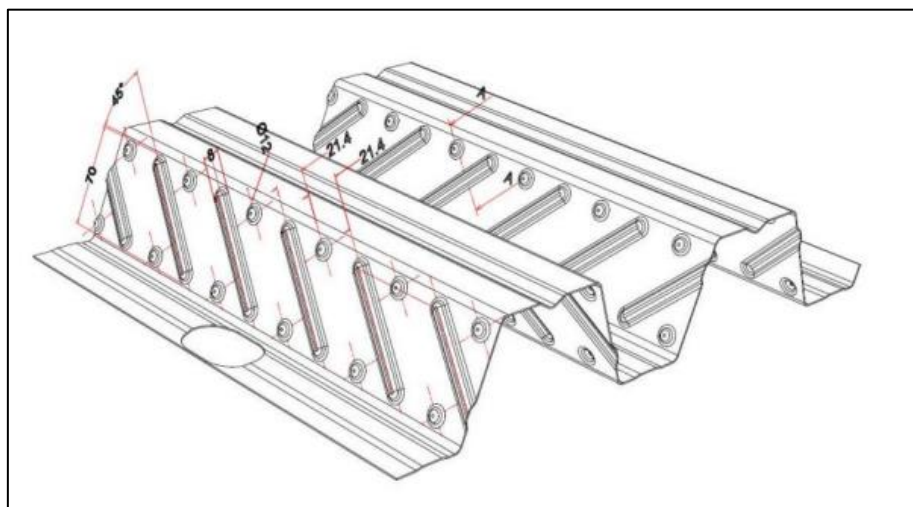


Figure V-2 : Cofraplus55

Tableau V-1 : Caractéristique de la tôle Cofraplus55

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle	Poids (daN/m)
55	150	5	750	1	13

Tableau V-2: Charge permanente du plancher terrasse.

Élément	Épaisseur (cm)	Poids volumique (daN/m ³)	La charge (daN/m ²)
Couche de gravillon	5	1700	85
Étanchéité multi couches	3	600	18
Béton en forme de pente	5	2200	110
Isolation thermique (liège)	4	400	16
Dalle Collaborant en béton armé	10	2500	250
Cofraplus55 + accessoires	/	/	15
Faux plafond	3	1000	30
			524

V.1.2 Plancher étage courant

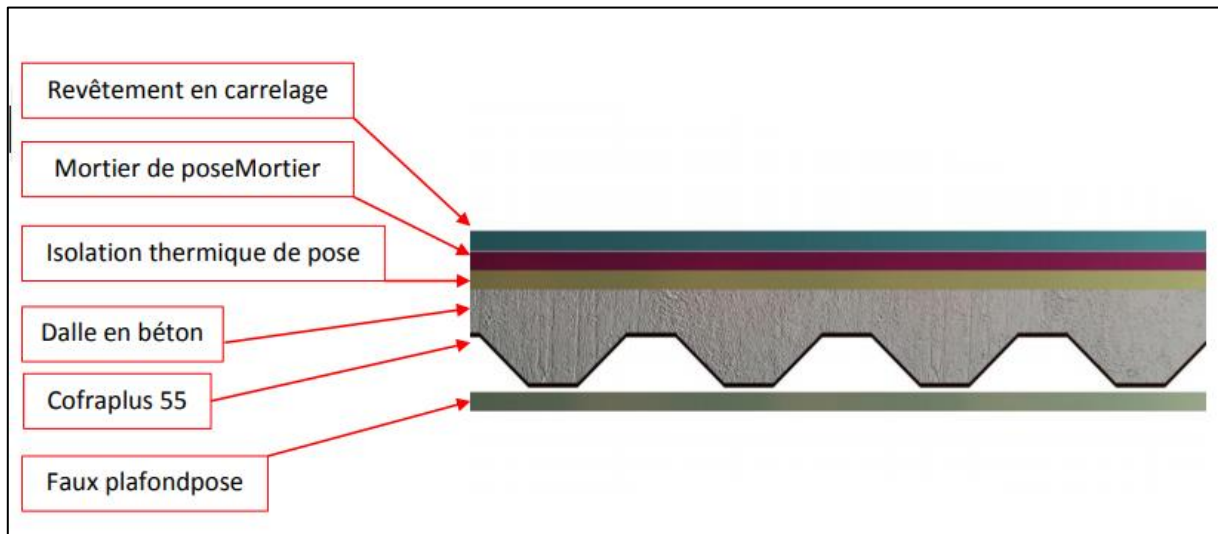


Figure V-3: éléments composant le plancher étage courant

Tableau V-3: Charge permanente d'un plancher étage courant.

Elément	Épaisseur (cm)	Poids volumique (daN/m ³)	La charge (daN/m ²)
Cloison de répartition	10	9000	90
Revêtement en carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Couche de sable	2	2000	40
Dalle en béton armé	10	2500	250
Tôle d'acier + accessoires	/	/	15
Faux plafond	2	1000	20
			495

V.1.3 Mur

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse de 10cm

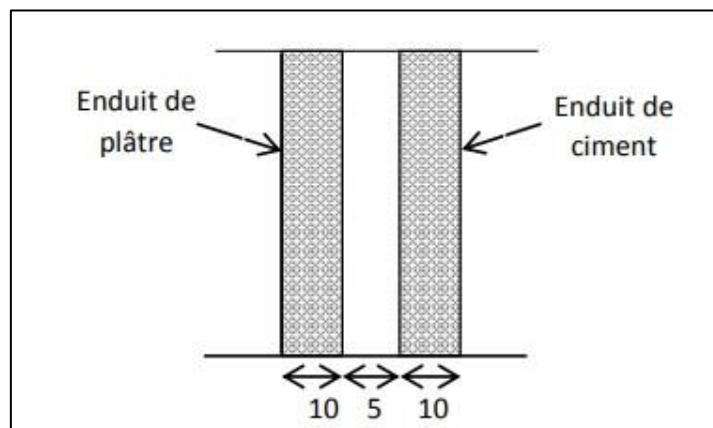


Figure V-4 : murs extérieurs

D'après le DTR B.C2.2 La charge des murs est calculée selon les poids surfacique des éléments qui le constituent.

Tableau V-4: Charge permanente d'un mur extérieure.

Elément	Épaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Brique creuse extérieure	10	90
Brique creuse intérieures	10	90
Revêtement extérieure en ciment	1,5	27
Revêtement intérieure en plâtre	1,5	15
		222

NB : la charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface verticale, alors pour la rendre par mètre linéaire on la multiplie par la hauteur qui est de 4m pour chaque étage : $G = 222 \times 4 = 888 daN/m$

V.1.4 Les escaliers

A. Volée

Tableau V-5 :Tableau : charge permanente sur volée

Elément	Épaisseur (cm)	Poids volumique (daN/m ³)	La charge (daN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Tôle d'acier striée	0,5	/	45
			125

C. Palier

Tableau V-6: charge permanente sur palier

Elément	Épaisseur (cm)	Poids volumique (daN/m ³)	La charge (daN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Dalle en béton armé	10	2500	250
Tôle d'acier + accessoires	/	/	15
			345

V.2 Charge variable

Elles ont une intensité qui varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps.

V.2.1 Surcharges d'exploitations

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces derniers, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent aux mobiliers, aux matériels, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation.

Les valeurs des charges d'exploitation indiquées sont fixées par DTR.C2.2 selon la destination de l'ouvrage.

Dans l'étude de l'ouvrage qui sera présentée dans le PFE on aura besoin des surcharges d'exploitation indiquées dans le tableau ci-après

Tableau V-7: les surcharges d'exploitation

Plancher étage terrasse	100 daN/m ²
Plancher étage courant (bureaux)	250 daN/m ²
Escalier	250 daN/m ²

V.3 Surcharges climatiques

Ce sont les charges de la neige et du vent calculées au chapitre précédent.

Conclusion :

Le calcul des charges nous permet essentiellement de déterminer les combinaisons de charge pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure.

Chapitre 6 :

Pré-dimensionnement

Bâtiment

VI. Introduction

Dans ce chapitre, le calcul des éléments (résistant et non résistant) constituant la structure bâtiments sera effectué en s'appuyant sur les règlement Eurocode (3 et 4) et CCM97. Parmi ces éléments, on distingue ; les solives, poutres principales, poutres secondaires et les poteaux. Dans le but d'assurer la stabilité de l'ouvrage, la satisfaction des conditions suivantes est indispensables :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- Condition de résistance.

VI.1 Pré-dimensionnement des solives

VI.1.1 Définition

Ce sont l'ensemble des poutrelles permettant de reprendre les charges du plancher et de les transmettre aux poutres principale aux quelles sont assemblées.

Ces dernières travaillent à la flexion simple, leur écartement varie suivant la nature du support de plancher et la destination des locaux (bureaux ou habitation). Il est pratiquement déterminé par l'équation suivante : $0.7m \leq L \leq 1.50m$

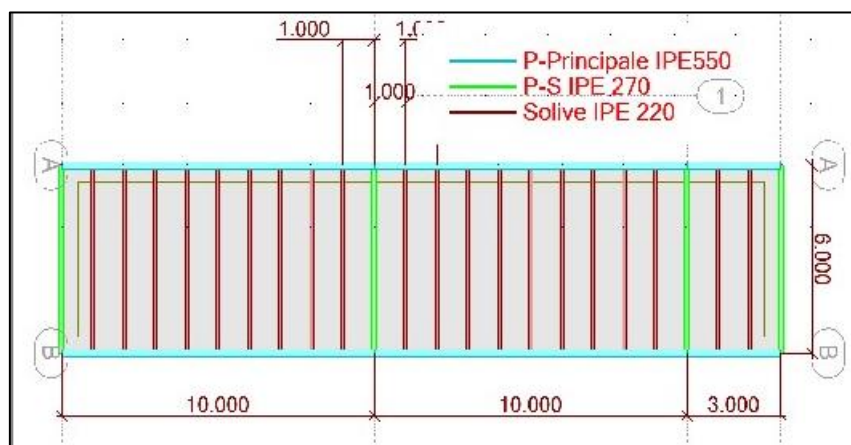


Figure VI-1 Disposition des solives, poutres.

VI.2 Pré dimensionnement des solives plancher étage courant

Caractéristique :

- $L = 6m = 600 \text{ cm}$: longueur de la solive.
- $e = 1m$: espacement des solives.

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes : (voir CH3)

- Charge permanente du plancher étage courant : $G_p = 495 \text{ daN/m}^2$
- Surcharges d'exploitations : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

A. Condition de flèche :

➤ Charge non pondérée :

$$- q = (G_p + Q) = (495 + 250) = 745 \text{ daN/m}^2$$

➤ Charge pour une bande de 1m sur la solive :

$$- q = 745 \times 1 = 745 \text{ daN/m}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{\max} \leq f_{ad}$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384 \times EI_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{250} \text{ après réarrangement } I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times EI}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 745 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2494,42 \text{ cm}^4$$

On opte pour IPE 220 avec $I_y = 2771,8 \text{ cm}^4$

➤ Classification du profilé

La semelle

$$C = \frac{b}{2} = \frac{260}{2} = 130 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 7,485 \leq 10 \varepsilon \text{ Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,1 \leq 72 \varepsilon \text{ L'âme de classe 1}$$

La section transversale de l'IPE 220 est de classe 1, alors le calcul se fera dans le domaine plastique

Tableau VI-1 : Caractéristiques du profilé IPE220.

profils	Dimensions (mm)						$\rho \text{ kg/m}$	Caractéristiques de calculs						
	h	b	t_w	t_f	r	d		i_y cm	I_y cm^4	$W_{pl,y}$ cm^3	A_{vz} cm^2	i_z cm	I_z cm^4	$W_{pl,z}$ cm^3
IPE 220	240	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	9,11	2771,8	285,4	15,9	2,48	204,81	58,1

B. Calcul du poids

$$G = G_t + P = (495 \times 1) + 26,2 = 521,2 \text{ daN/m}$$

➤ Calcul des charges :

$$\text{Charge non pondérée : } q = G + Q = 521,2 + 250 = 771,2 \text{ daN/m}$$

$$\text{Charge pondérée : } q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 521,2 + 1,5 \times 250 = 1078,62 \text{ daN/m}$$

C. Vérification de la flèche

$$f \leq \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384 \times E I_y} \rightarrow f_{\max} = \frac{5 \times 771,2 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2771,8} = 2,23 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 2,23 \text{ cm} \leq f = 2,4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

D. Vérification de résistance (effort tranchant) :

La vérification à la résistance de l'effort tranchant doit satisfaire : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} ; V_{pl,rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

A.N.:

$$V_{sd} = \frac{1078,62 \times 6}{2} = 3235,86 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1590 \times 23,5}{1,1 \sqrt{3}} = 19611,53 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3235,86 \text{ daN} \ll V_{pl,rd} = 19611,53 \text{ da} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

E. Voilement locale

$$V_{sd} = 3235,86 \text{ daN} \ll 0,5 V_{pl,rd} = 9805,77 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

F. Vérification de résistance (moment fléchissant)

La vérification à la résistance du au moment fléchissant doit satisfaire $M_{sd} \leq M_{pl,y}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1078,62 \times 6^2}{8} = 4853,79 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285,4 \times 23,5}{1,1} = 6097,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 4853,79 \text{ daN.m} < M_{pl,y} = 6097,18 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Remarque : Toutes les conditions sont vérifiées donc IPE 220 convient pour les solives de la structure.

VI.3 Pré-dimensionnement des poutres

VI.3.1 Poutres principales

A. Définition :

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

Caractéristique des poutres principales de la structure étudiée

- Longueur des poutres principales $L = 10 \text{ m}$
- L'entraxe des poutres principales $e_{p,p} = 6 \text{ m}$
- L'entraxe des solives : $e_s = 1 \text{ m}$

Tableau VI-2: Evaluation des charges et surcharges appliqué sur les poutres principales

Chargement	Charge linéique sur la poutre
<u>Charges permanentes « G » :</u>	
Poids propre du plancher : $G_p = 495 \text{ daN/m}^2$	$G_t = (495 \times 3) + (26,2 \times 3)/1 + (222 \times 4)$ $G_t = 2451,6 \text{ daN/ml}$
Poids propre de la solive : $P = 26,2 \text{ daN/m}$	
Poids Murs extérieurs : $G_m = 222 \text{ daN/m}^2$	
$G_t = 2451,6 \text{ daN/ml}$	
<u>Surcharge :</u>	
Charge d'exploitation $Q = 250 \text{ daN/m}^2$	$Q = 250 \times 3,00 = 750 \text{ daN/ml}$
$Q = 250 \times 3,00 = 750 \text{ daN/ml}$	

Tableau VI-3: Combinaison des charges

Charge pondérée : $q = 1,35G + 1,5Q$	Charge non pondérée : $q = G + Q$
4434,66 daN/ml	3201,6 daN/ml

B. Condition de flèche

Le calcul se fait à ELS on prend donc la charge non pondérée.

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} \leq f_{ad}$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f = \frac{l}{250} \text{Après réarrangement} \quad I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 3201,6 \times 1000^3 \times 250 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 49627,97 \text{ cm}^4$$

On opte pour IPE 550 avec $I_y = 67116,5 \text{ cm}^4$

➤ Classification de la section du profilé IPE 550

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \text{ Avec : } f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{467,6}{11,1} = 42,12 \text{ donc } < 72\varepsilon \rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10$$

$$C = \frac{b}{2} = \frac{210}{2} = 105$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{105}{17,2} = 6,1 < 10\varepsilon \rightarrow \text{Semelle est de classe I.}$$

La section transversale de l'IPE 550 est de classe 1, alors le calcul se fera dans le domaine plastique

Tableau VI-4 : Caractéristiques du profilé IPE550.

profils	Dimensions (mm)						Caractéristiques de calculs				
	h	b	t_w	t_f	d		i_y cm	I_y cm ⁴	$W_{pl,y}$ cm ³	A_{vz} cm ²	i_z cm
IPE 550	550	210	11,1	17,2	567,6	106,5	22,35	67116,5	2787	72,3	4,45

➤ **Calcul du poids**

$$G = G_t + P = (2451,6 \times 1) + 106,5 = 2558,1 \text{ daN/m}$$

➤ **Calcul des charges :**

$$\text{Charge non pondérée : } q = G + Q = 2571,6 + 750 = 3308,1 \text{ daN/m}$$

$$\text{Charge pondérée : } q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 2558,1 + 1,5 \times 750 = 4578,43 \text{ daN/m}$$

$$\text{Pour une bande de 1m } q = 4596,7 \text{ daN/m}$$

VI.3.2 Vérification a l'état ultime de services ELS

A. Vérification de la flèche

$$f \leq \frac{l}{250} = \frac{1000}{250} = 4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 3308,1 \times 10^{-2} \times 1000^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 67116,5} = 3 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 3 \text{ cm} \leq f = 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.3.3 Vérification a l'état ultime d'ultime ELU

A. Vérification de résistance (effort tranchant) :

La vérification à la résistance du l'effort tranchant doit satisfaire $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}; \quad V_{pl,rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

A.N :

$$V_{sd} = \frac{4578,43 \times 10}{2} = 22982,15 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{7230 \times 23,5}{1,1\sqrt{3}} = 89176,99 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 22982,15 \text{ daN} \ll V_{pl,rd} = 89176,99 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

B. Voilement locale

$$V_{sd} = 22982,15 \text{ daN} \ll 0,5V_{pl,rd} = 44588,5 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

C. Vérification de résistance (moment fléchissant)

La vérification à la résistance du au moment fléchissant doit satisfaire $M_{sd} \leq M_{pl,y}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4578,43 \times 10^2}{8} = 57230,37 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2787 \times 23,5}{1,1} = 59540,45 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 57230,37 \text{ daN.m} < M_{pl,y} = 59540,45 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Remarque : Toutes les conditions sont vérifiées donc IPE 550 convient comme poutre principale.

VI.3.4 Poutres secondaires

Caractéristiques des poutres secondaires :

- Longueur des poutres..... $L = 6 \text{ m}$
- L'entraxe des poutres..... $e_{p,s} = 1 \text{ m}$

Tableau VI-5 : Evaluation des charges et surcharges revenant à la poutre secondaire

Chargement	Charge linéique sur la poutre
<u>Charges permanentes « G » :</u> Poids propre du plancher : $G_p = 495 \text{ daN/m}^2$ Poids Murs extérieurs : $G_m = 222 \text{ daN/m}^2$	$G_t = (495 \times 0,5) + (222 \times 4)$ $G_t = 1135,5 \text{ daN/ml}$
$G_t = 1135,5 \text{ daN/ml}$	
<u>Surcharge :</u> Charge d'exploitation $Q = 250 \text{ daN/m}^2$	$Q = 250 \times 0,5 = 125 \text{ daN/ml}$
$Q = 125 \text{ daN/ml}$	

Tableau VI-6 : Combinaison des charges pour la poutre secondaire

Charge pondérée : $q = 1,35G + 1,5Q$	Charge non pondérée : $q = G + Q$
1720,43 daN/ml	1260,5 daN/ml

A. Condition de flèche

Par le même cheminement de calcul que pour les poutres principales

$$I_y \geq \frac{5 \times 1260,5 \times 600^3 \times 250 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 4220,42 \text{ cm}^4$$

On se référant au tableau des profilés on opte pour IPE 270 avec $I_y=5790 \text{ cm}^4$

➤ Classe du profilé IPE 270

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \quad \text{Avec : } f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,26 \text{ donc } < 72\varepsilon \rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{67,5}{10,2} = 6,61 < 10\varepsilon \rightarrow \text{Semelle est de classe 1.}$$

La section transversale de l'IPE 270 est de classe 1, alors le calcul se fera dans le domaine plastique

Tableau VI-7 : Caractéristiques du profilé IPE270.

profil	Dimensions (mm)					Caractéristiques de calculs					
	h	b	t_w	t_f	d	$\rho \text{ kg/m}$	$i_y \text{ cm}$	$I_y \text{ cm}^4$	$W_{pl,y} \text{ cm}^3$	$A_{vz} \text{ cm}^2$	$i_z \text{ cm}$
IPE 270	270	135	6,6	10,2	219,6	36,1	11,23	5789,8	484	22,1	3,02

➤ Calcul du poids

$$G = G_t + P = (1135,5 \times 1) + 36,1 = 1171,6 \text{ daN}$$

➤ Calcul des charges

$$\text{Charge non pondérée : } q = G + Q = 1171,6 + 125 = 1296,6 \text{ daN/m}$$

$$\text{Charge pondérée : } q = 1,35G + 1,5(Q) = 1,35(1171,6) + 1,5(125) = 1769,16 \text{ daN/m}$$

Pour une bande de 1m $q = 1769,16 \text{ daN/m}$

B. Vérification au états limite de service ELS

➤ Vérification de la flèche

$$f \leq \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 1296,6 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5789,8} = 1,79 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 1,79 \text{ cm} \leq f = 2,4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

C. Vérification au états limite ultime ELU

D. Vérification de résistance (effort tranchant) :

La vérification à la résistance du l'effort tranchant doit satisfaire $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} ; \quad V_{pl,rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = \frac{1769,16 \times 6}{2} = 5307,48 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{2210 \times 23,5}{1,1 \sqrt{3}} = 27258,8 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 5307,48 \text{ daN} \ll V_{pl,rd} = 27258,8 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

E. Voilement locale

$$V_{sd} = 5307,48 \text{ daN} \ll 0,5 V_{pl,rd} = 13629,4 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

F. Vérification de résistance (moment fléchissant)

La vérification à la résistance du au moment fléchissant doit satisfaire $M_{sd} \leq M_{pl,y}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1769,16 \times 6^2}{8} = 7961,22 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{484 \times 23,5}{1,1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 7961,22 \text{ daN.m} < M_{pl,y} = 10340 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc IPE 270 convient comme poutre secondaire.

VI.4 Pré-dimensionnement des poteaux

VI.4.1 Définition

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on prend le poteau le plus sollicité. Généralement, les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens.

VI.4.2 Identification du poteau le plus sollicité

Le poteau est soumis aux charges provenant du plancher terrasse et des deux étages courants. Tel que présenté dans la figure ci-après, le poteau le plus sollicité est repensé par la 2eme file (poteau du RDC).

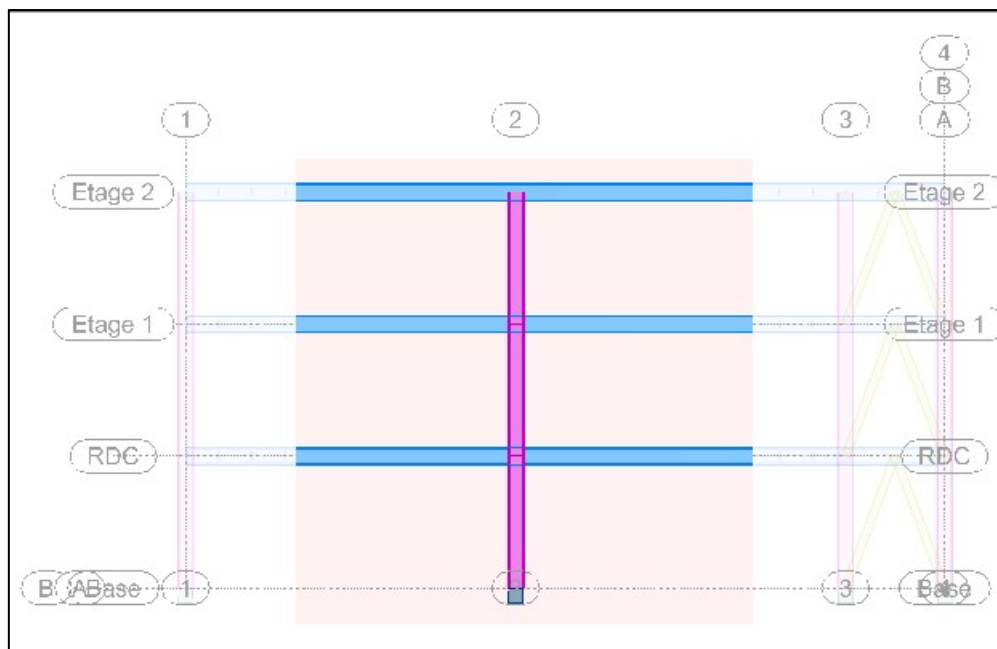


Figure VI-2 : Disposition des poteaux

VI.4.3 Vérification des poteaux

Afin de vérifier la condition poutre faible-poteau fort, le choix de ce dernier se fera selon la valeur de l'inertie du profilé poutre, puis vérifiée pour la conformité aux règles de l'Eurocode.

profile	Valeurs statiques		ρ (kg/m)
	I_Y (cm ⁴)	I_Z (cm ⁴)	
HE 340 M	76370	19710	248
HE 360 M	84870	19520	250
HE 450 B	79890	11720	171
HE 500 A	86970	10370	155

Note : HEA 500 semble le choix le plus adequat en raison de sont inertie axial elever et un poid relativement faible pour un excellent rapport qualité prix.

➤ Classe de la section transversale HEA 500

Classe de la semelle (en compression)

$$c = b/2 = 150 \text{ mm} ;$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{23} = 6,52 ; \quad \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1$$

$$c/t_f \leq 10\varepsilon \rightarrow \text{Semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme (en compression)

$$d/t_w = 390/12 = 32,5 ; \quad 33\varepsilon = 33$$

$$d/t_w \leq 33 \rightarrow \text{Âme de classe 1.}$$

La section transversale du profilée HEA 500 et de classe 1

Tableau VI-8 : carateristique du profiler HEA500

profile	Dimensions (mm)					Caractéristiques de calculs					
	h	B	t_w	t_f	d	ρ kg/m	i_Y cm	I_Y cm ⁴	$W_{pl,y}$ cm ³	A_{vz} cm ²	i_z cm
HEA500	490	300	12	23	390	155	20,98	86970	3949	72,3	7,24

Tableau VI-9 : Les charges reprises par le poteau

Chargement des éléments	Charge linéique sur la poutre
<u>Poutres secondaires :</u> $Gp.s = \rho_{\text{profilier}} \times l/2$	$Gp.s = 26,2 \times 3 = 78,6 \text{ daN}$
<u>Poutres principales :</u> $Gp.p = (\rho_{\text{profilier}} + \rho_{\text{mur}}) \times e$	$Gp.p = (106,5 + (222 \times 4)) \times 10 = 9945 \text{ daN}$
<u>Poteau :</u> $Gpot = \rho_{\text{profilier}} \times h$	$Gpot = 155 \times 4 = 620 \text{ daN}$
$G = Gp.p + Gpot + Gp.s = 10643,6 \text{ daN}$	
<u>Surcharges :</u>	
<u>Charge de la neige :</u>	$N = S_k \times S = 144 \times 30 = 4320 \text{ daN}$
<u>Etage terrasse :</u>	$Q_{\text{terr}} = q \times S = 100 \times 30 = 3000 \text{ daN}$
<u>Etage courant :</u>	$Q_{\text{etage}} = q \times S = 250 \times 30 = 7500 \text{ daN}$

➤ **Poids du plancher terrasse :**

$$G_{\text{terr}} = (G_{\text{plancher}} + \rho_{\text{solive}}) \times S$$

$$G_{\text{terr}} = (524 + 26,2) \times 30 = 16506 \text{ daN}$$

Charge totale appliqué par les plancher et les éléments qui le composent :

$$G_1 = G + G_{\text{terr}} = 10643,6 + 16506$$

$$G_1 = 27149,6 \text{ daN}$$

➤ **Poids du plancher étage courant :**

$$G_{\text{etage}} = (G_{\text{plancher}} + \rho_{\text{solive}}) \times S$$

$$G_{\text{etage}} = (495 + 26,2) \times 30 = 15636 \text{ daN}$$

➤ **Charge totale appliquée par les plancher et les éléments qui le composent :**

$$G_2 = G + G_{\text{etage}} = 10643,6 + 15636$$

$$G_2 = 26279,6 \text{ daN}$$

➤ **Les Combinaison des charges**

Terrasse :

$$- N_{1.Terr} = 1,35G_1 + 1,5Q = (1,35 \times 27149,6) + (1,5 \times 3000) = 41\,151,96 \text{ daN}$$

$$- N_{2.Terr} = 1,35G_1 + 1,5N = (1,35 \times 27149,6) + (1,5 \times 4320) = 43\,131,96 \text{ daN}$$

$N_{1.Terr} < N_{2.Terr}$ La vérification se fera avec la combinaison la plus défavorable.

Étage courant :

$$- N_{\text{Etage}} = 1,35G_2 + 1,5Q = (1,35 \times 26279,6) + (1,5 \times 7500) = 46\,727,46 \text{ daN}$$

Déduction de la charge maximale appliquée sur le poteau du RDC

$$- N_{sd} = 2N_{\text{Etage}} + N_{2.Terr} = 2(46\,727,46) + 43\,131,96 = 136\,586,88 \text{ daN}$$

VI.4.4 Vérification à la résistance de la section transversale

Pour les éléments en compression axiale, la valeur de calcul de la force de compression, à chaque section doit satisfaire la relation suivante : $N_{sd} \leq N_{c.Rd}$.

$$N_{c.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19750 \times 23,5}{1,1} = 421\,931,82 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 136\,586,88 \text{ daN} \leq N_{c.Rd} = 421\,931,82 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.4.5 Vérification de l'élément au flambement

La section doit satisfaire la relation suivante : $N_{sd} \leq N_{b.Rd}$

L'effort de résistance au flambement d'un élément comprimé est donné comme suit:

$$N_{b.Rd} = \chi \cdot \beta_A \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

A. Calcul du coefficient χ

On se référant à la figure (III-6) on a abouti au résultat indiqué dans le tableau suivant

	λ	$\bar{\lambda}$	α	χ
y	19,06	0.20	0.21	1
z	55,24	0.58	0.34	0,8566

$$\text{Donc: } \chi = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,8566$$

B. Calcul de la résistance de l'élément au flambement

$$N_{b.Rd} = \frac{\chi \beta_A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,8566 \times 1 \times 19750 \times 23,5}{1,1} = 361\,426,8 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 136\,586,88 \text{ daN} < N_{b.Rd} = 361\,426,8 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

La résistance nominale au flambement de l'élément est supérieure à la charge appliquée le poteau est donc vérifié au flambement. Le profilé HEA 500 convient comme poteaux.

Chapitre 7 : *Exercice 1 :*

Etude d'un plancher
Etude d'un plancher

VII. Introduction

Une dalle mixte est une dalle pour laquelle on utilise des tôles profilées en acier comme coffrage permanent permettant de supporter le poids du béton frais, et les charges de construction, les tôles profilées en acier se combinent structurellement avec le béton durci, la présence des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier béton solidarise dalle et solives entre elles s'opposent à leur glissement mutuel.

VII.1 Descriptions d'un plancher collaborant

De manière classique, une sous structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solives) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant :

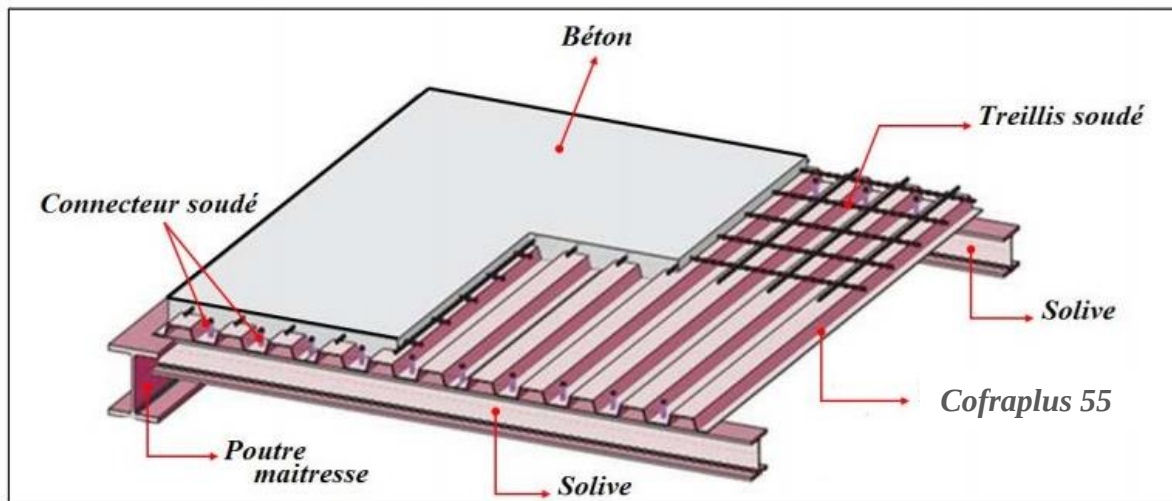


Figure VII-1: Eléments constitutif du plancher mixte

VII.2 Avantages des dalles mixtes

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

VII.3 Caractéristique des sections transversales des dalles mixtes

La flexibilité d'une semelle en béton provoque une répartition inégale des contraintes normales de flexion sur la largeur de la semelle en raison d'un cisaillement dans le plan (trainage de cisaillement).

VII.4 Calcul de la largeur participante de la dalle en béton

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

Avec :

- $l_e = 6\text{m}$: longueur de la solive
- $b = 1\text{m}$: espacement des solives

VII.4.1 Section équivalente acier-béton

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton avec par un coefficient d'équivalence « n ».

Le coefficient d'équivalence :

$$n = \frac{E_a}{\frac{E_{cm}}{2}} = 2,1 \times 10^5 / \left(\frac{30500}{2} \right) = 13,77$$

VII.5 Dimensionnement des dalles mixtes selon (EC4)

VII.5.1 Vérification au stade de construction

Tableau VII-1 : Les Charges permanentes et surcharges (stade de construction)

Chargement	Charge linéique sur la poutre
<u>Charges permanentes « G » :</u> Dalle en béton armé: 250daN/m^2 Poids propre de la solive : $P = 26,2\text{daN/m}$ Tôle d'acier + accessoires : 15daN/m^2	$G_t = (250 \times 1) + (26,2) + (15 \times 1)$ $G_t = 291 \text{ daN/ml}$
$G_t = 291 \text{ daN/ml}$	
<u>Surcharges :</u> Charge d'exploitation $Q = 160 \text{ daN/m}^2$	$Q = 160 \times 1 = 160\text{daN/ml}$
$Q = 160 \text{ daN/ml}$	

Tableau VII-2 : Combinaison des charges (stade de construction)

Charge pondérée : $1,35G + 1,5 Q$	Charge non pondérée : $G+Q$
$G = 291 \text{ daN/m}^2$ $Q = 160 \text{ daN/m}^2$	$G = 291 \text{ daN/m}^2$ $Q = 160 \text{ daN/m}^2$
$632,85 \text{ daN/m}^2$	451 daN/m^2

A. Vérification de la résistance :

La vérification à la résistance à ce stade se fait avec les charges définies précédemment avec un calcul élastique afin d'éviter une plastification de l'acier, qui entrainerait des déformations trop importantes.

B. Vérification de résistance (effort tranchant) :

La vérification à la résistance du l'effort tranchant doit satisfaire $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{632,85 \times 6}{2} = 1898,55 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1590 \times 23,5}{1,1\sqrt{3}} = 19\,611,53 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1898,55 \text{ daN} \ll V_{pl,rd} = 19611,53 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

C. Condition de résistance (moment fléchissant)

La vérification à la résistance du au moment fléchissant doit satisfaire $M_{sd} \leq M_{pl,y}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{632,85 \times 6^2}{8} = 2847,83 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285,4 \times 23,5}{1,1} = 6097,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2847,83 \text{ daN.m} < M_{pl,y} = 6097,18 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

D. Vérification de la flèche en service:

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} \leq f$

$$f \leq \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5q \times l^4}{384 \times E I_y} \rightarrow f_{max} = \frac{5 \times 632,85 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2771,8} = 1,83 \text{ c}$$

$$f_{max} = 1,83 \text{ cm} \leq f = 2,4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

E. Vérification au déversement :

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement.

Remarque : L'IPE220 est vérifiée au stade de construction.

VII.5.2 Vérification au stade définitif (final)

Tableau VII-3 : Évaluation des charges revenant au plancher (stade final)

Chargement	Charge linéique sur la poutre
<u>Charges permanentes « G » :</u> - Cloison de répartition 90daN/m² - Revêtement en carrelage.....40daN/m² - Mortier de pose.....40daN/m² - Couche de sable.....40daN/m² - Dalle en béton armé 250daN/m² - Tôle d'acier + accessoires. 15daN/m² - Faux plafond.....20daN/m² - Poids propre de la solive..... 26,2daN/m	$G_t = (90 + 40 + 40 + 40 + 250 + 15 + 20) \times 1 + 26,2$ $G_t = 521,2 \text{ daN/ml}$
$G_t = 521,2 \text{ daN/ml}$	
<u>Surcharges :</u> Charge d'exploitation $Q = 250 \text{ daN/m}^2$	$Q = 250 \times 1 = 250 \text{ daN/ml}$
$Q = 250 \text{ daN/ml}$	

Tableau VII-4 : Combinaison des charges (stade final)

Charge pondérée : $1,35G + 1,5 Q$	Charge non pondérée : $G+Q$
$G = 521,2 \text{ daN/m}^2$	$G = 521,2 \text{ daN/m}^2$
$Q = 250 \text{ daN/m}^2$	$Q = 250 \text{ daN/m}^2$
1078,62daN/m²	771,2daN/m²

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I_B participe avec l'inertie des solives I_A ce qui donne une inertie équivalente I_Δ

A. Caractéristique de la dalle mixte

➤ Calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I_Δ , de la section mixte notée par B_{eff} est donnée par:

$$B_{eff} = \min\left(\frac{l_e}{8}; \frac{b}{2}\right) = \min\left(\frac{6}{8}; \frac{2}{2}\right) = \min(0,75; 1) ; B_{eff} = 1m$$

Avec :

- l_e : longueur de la solive
- b : entre axe des solives

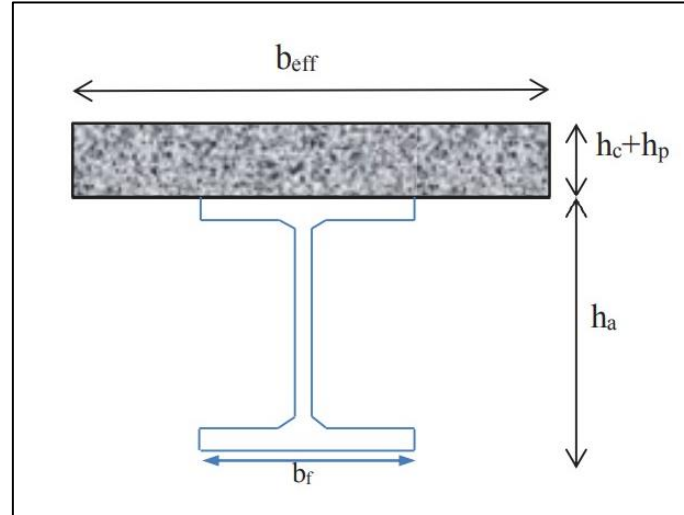


Figure VII-2: largeur efficace de la dalle

➤ Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A_a + \frac{B}{n} = 33,4 + \frac{10 \times 100}{13,77} = 106,02 \text{ cm}^2$$

Avec :

- A_a : section de l'IPE 220
- B : section de la dalle en béton
- n : Le coefficient d'équivalence

➤ Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

- Résistance de la section d'acier

$$F_a = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,4 \times 2350}{1,1} = 71354,54 \text{ daN}$$

- Résistance de la section du béton

$$F_b = \frac{0,85 h_c \times B_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 9,5 \times 100 \times 250}{1,5} = 134583,34 \text{ daN}$$

Avec :

- $h_c = 0,95t = 0,95 \times 10 = 9,5 \text{ cm}$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,5$

$F_b = 134583,34 \text{ daN} \gg F_a = 71354,54 \text{ daN}$. Donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton

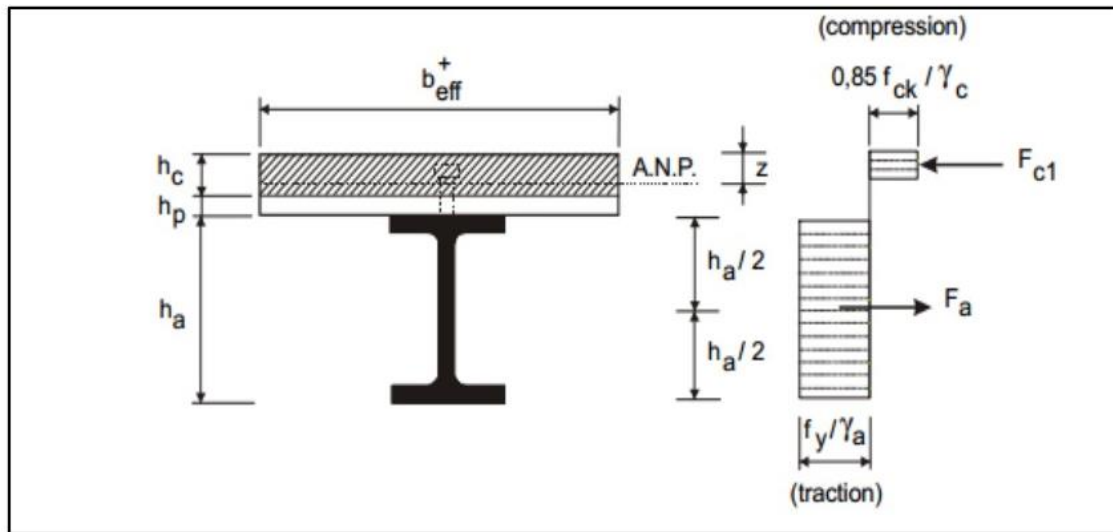


Figure VII-3: Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

➤ **Vérifications à l'Etat limite ultime**

B. Vérification de résistance (effort tranchant) :

La vérification à la résistance du l'effort tranchant doit satisfaire $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1078,62 \times 6}{2} = 3235,86 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1590 \times 23,5}{1,1\sqrt{3}} = 19611,53 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 3235,86 \text{ daN} \ll V_{pl,rd} = 19611,53 \text{ daN}$ Vérifiée

C. Condition de résistance (moment fléchissant) :

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{pl,y} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

Avec : $Z \leq h_c$

$$Z = \frac{F_a f_y}{(F_b / h_c)} = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}} \bigg/ \frac{0,85 \times B_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{71354,54}{(134583,34 / 9,5)} = 5,03 \text{ cm}$$

$$Z = 5,03 \text{ cm} \leq h_c = 9,5 \text{ cm}$$

$$h_p = t - h_c = 10 - 9,5 = 0,5 \text{ cm}$$

A.N.:

$$M_{pl.y} = 71354,54 \left(\frac{24}{2} + 9,5 + 0,5 - \frac{5,03}{2} \right) = 1390343,21 \text{ daN.m} = 13903,43 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{1078,62 \times 6^2}{8} = 4853,79 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 4853,79 \text{ daN.m} < M_{pl.y} = 13903,43 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à L'Etat ultime de service**

D. Vérification de la flèche

◆ Calcul du moment d'inertie :

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B_{eff} \times h_c}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

- I_A : inertie propre de l'IPE220
- h_c : hauteur de la dalle seule
- I_B : inertie de la section en béton

$$I_B = \frac{B_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{100 \times 9,5^3}{12} = 7144,79 \text{ cm}^4$$

d : Distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \left[\frac{B_{eff} \times h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) / \left(A_a + \frac{B_{eff} \times h_c}{n} \right) \right]$$

$$d = \left[\frac{100 \times 9,5}{13,77} \left(10 + \frac{22}{2} \right) / \left(33,4 + \frac{100 \times 9,5}{13,77} \right) \right] d = 14,14 \text{ cm}$$

A.N.:

$$I_y = 2771,8 + (33,4 \times 14,14^2) + \frac{7144,79}{13,77} + \frac{100 \times 9,5}{13,77} \times \left(\frac{10 + 22}{2} - 14,14 \right)^2$$

$$I_y = 10207,32 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 1078,62 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 10207,32 \times 2,1 \times 10^6} = 0,85 \text{ cm}$$

$$f \leq \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,85 \text{ cm} < f = 2,4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VII.6 Calcul des connexions acier-béton

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en acier.

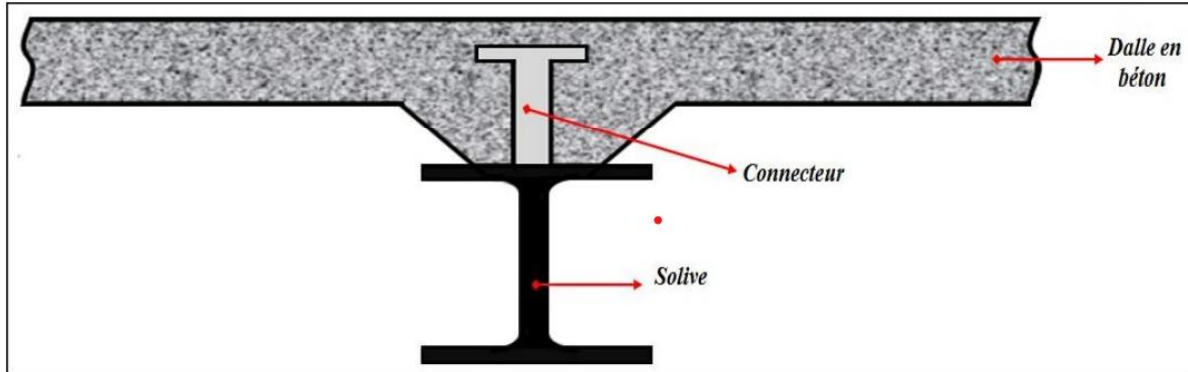


Figure VII-4 :position d'un connecteur

A. Choix des dimensions des connecteurs suivant l'EC4

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre

$D \geq 1,5d$ et d'une hauteur $h_t \geq 0,4d$ et de hauteur totale $H \geq 4d$

- d : est le diamètre du fut du goujon($d \geq 16mm$) .

On utilise des goujons en acier de diamètre $d = 22\text{ mm}$. Et de hauteur totale $H = 90\text{ mm}$. Dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 360\text{ Mpa}$.

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

- $D = 1,5 \times d = 1,5 \times 22 = 33\text{ mm}$
- $H \geq 4d \rightarrow H \geq 4 \times 22 \rightarrow H \geq 88\text{ mm}$ soit $H \geq 90\text{ mm}$
- $h_t \geq 0,4d \rightarrow h_t \geq 0,4 \times 22 \rightarrow h_t \geq 8,8\text{ mm}$

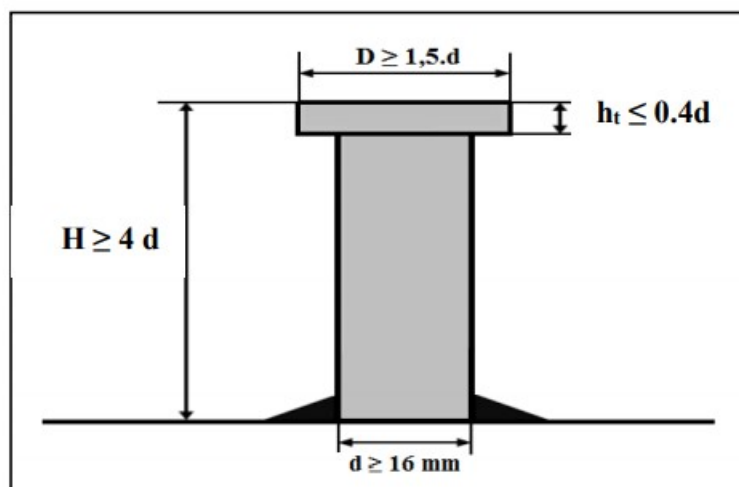


Figure VII-5: Caractéristiques des connecteurs

B. Calcul de nombre de connecteur (goujon)

Le nombre de connecteur doit être égal au moins :

À l'effort de cisaillement longitudinal de calcul déterminé, divisé par la résistance de calcul d'un connecteur $P_{rd} \cdot N \geq \frac{V_l}{P_{rd}}$

Avec :

- V_l : L'effort de cisaillement longitudinal
- P_{rd} : La résistance au cisaillement d'un connecteur

C. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal.

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0,85 A_c \times F_{ck}}{\gamma_b} + \frac{A_{se} \times F_{sk}}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

- A_a : Aire de l'élément structural IPE220
- A_c : section efficace de béton $A_c = B_{eff} \times t = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$
- A_{se} : L'aire de toute armature longitudinale comprimée $A_{se} = 0$

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{33,4 \times 2350}{1,1} \\ \frac{0,85 \times 1000 \times 2500}{1,5} \end{array} \right.$$

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} 71354,54 \text{ daN} \\ 1416666,67 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$V_l = 71354,54 \text{ daN}$$

➤ Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur P_{rd}

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec:

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 & \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

$$\text{Pour : } \frac{h}{d} = \frac{90}{22} = 4,09 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$A.N : P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times 360 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 8758.25 daN \\ 0.29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{25 \times 31476} \times \frac{1}{1.25} = 9960.774 daN \end{array} \right.$$

➤ Le nombre de connecteurs

$$N \geq \frac{71354,54}{8758.25} = 8,14 \quad ; \text{ Soit 9 goujons}$$

D. Calcul de l'espacement entre les goujons

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc $L_{cr} = \frac{L}{2}$. Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{2N} = \frac{600}{2 \times 9} = 33,34 \text{ cm}$$

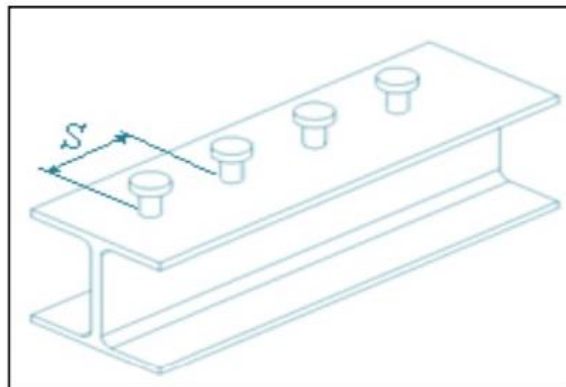


Figure VII-6 : distance entre goujons

Chapitre 8 :

Exercice 8 :

Etude des escaliers

VIII. Définition

Un escalier est une suite de marches qui permet de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur de la marche s'appelle giron (g) et la hauteur contremarche (h). Nous avons dans notre cas une cage d'escalier droite avec deux volées et un palier de repos.

VIII.1 Définition des éléments constituant les escaliers

- **Une cage d'escalier** est la partie d'un bâtiment, ou l'espace de ce bâtiment qui comprend un escalier reliant verticalement plusieurs étages ou niveaux d'élévation.
- **Escalier** est un élément fonctionnel qui donne accès aux différents niveaux d'un bâtiment à plusieurs étages.
- **Palier:** Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée
- **Giron:** Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Volée:** Est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon:** Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profils ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- **Marche:** Est la partie sur laquelle on pose les pieds. Elle est parallèle au sol.
- **Contremarche:** Parti verticale fermant l'intervalle entre deux marche

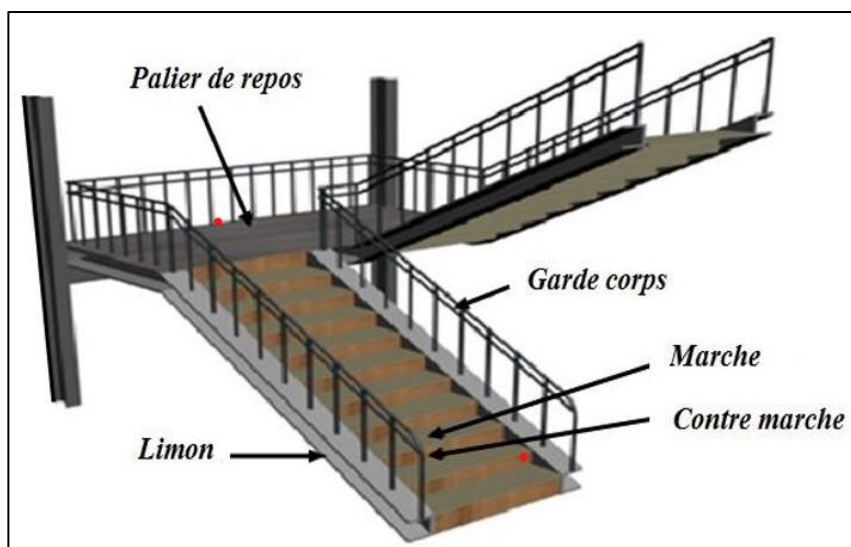


Figure VIII-1: Les différents composants d'un escalier

- Pour dimensionnement des escaliers en charpente métallique.

Nous allons utiliser la formule de BLONDEL :

$$\begin{cases} 59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq g \leq 30 \text{ cm} \\ 16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

- G : La largeur de la marche (giron).
- h : La hauteur de la contre marche

A. Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage : $h = 4 \text{ m}$.
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $(6 \times 3) \text{ m}^2$.
- La largeur de volée est : $l = 1,40 \text{ m}$
- On admet une hauteur de marche $H = 16,6 \text{ cm}$
- Nombre totale des marches(n)est :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{400}{16,6} = 24,09$$

Soit $n = 24$ marches

On répartit ce nombre de marche en 02 volées de 12 marches chacune.

- La largeur d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$

VIII.1.1 Vérification de la formule de BLONDEL

$$2h + g = 2 \times 16,6 + 30 = 63,2 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \dots\dots \text{Formule vérifiée}$$

A. Longueur de la ligne de foulé :

$$L = g(n - 1) = 0,3(12 - 1) = 3,3 \text{ m}$$

B. L'inclinaison du limon :

$$\tan \alpha = \frac{12 \times 16,6}{330} = 0,60 \rightarrow \alpha = 31,11^\circ$$

C. Longueur du limon :

$$l = \frac{12 \times 16,6}{\sin 31,11} = 3,85 \text{ m}$$

VIII.2 Dimensionnement des éléments porteurs

VIII.2.1 La cornière de marche (support)

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon.

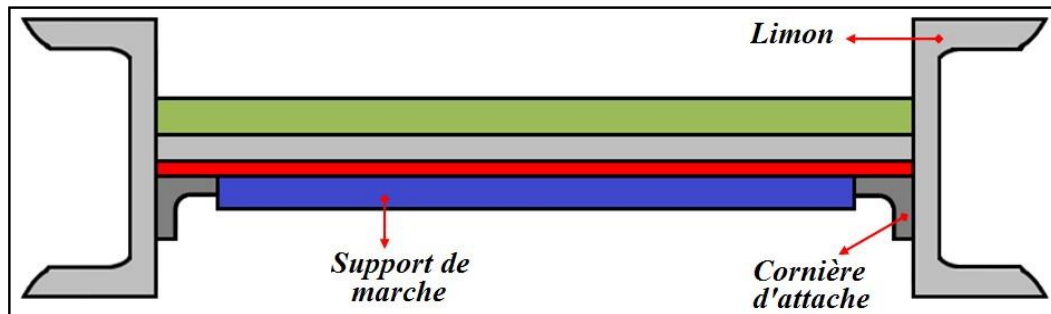


Figure VIII-2: Disposition des cornières

- La longueur de la marche $L = 1,4 \text{ m}$
- La largeur de la marche $g = 0,3 \text{ m}$
- Les cornières sont en acier S235

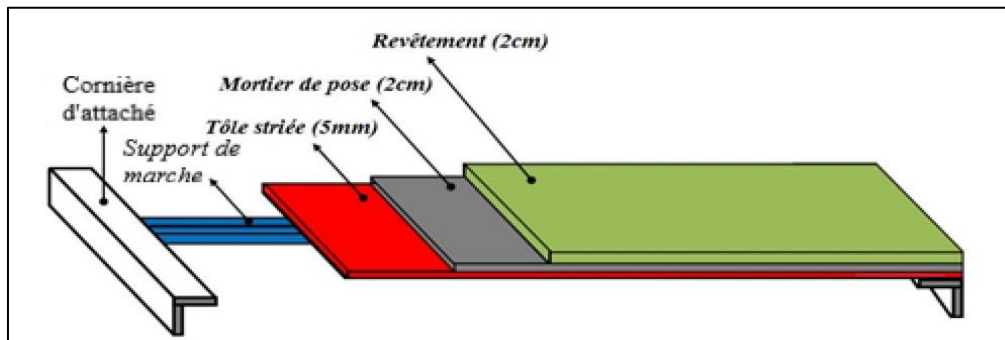


Figure VIII-3: Charge appliqué sur la cornière

A. Détermination de la section de cornière:

➤ Evaluation des charges:

Charge permanente sur volée : $G_{\text{volée}} = 125 \text{ daN/m}^2$ (voir tableau (4) CH5)

Charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$ (voir tableau (6) CH5)

➤ Les combinaisons des charges : (ELS)

Charge non pondérée : $q = (G_{\text{volée}} + Q) \times g = (125 + 250) \times 0,3 = 112,5 \text{ daN/ml}$

Note : La vérification se fera par rapport à une seule cornière

Chaque cornière reprend la moitié des charges permanente et la moitié des surcharges d'exploitation, soit : $q/2 = 112,5/2 = 56,25 \text{ daN/ml}$

B. Vérification de la condition de flèche

Pour une cornière posée sur 2 appuis simples avec une charge uniformément répartie donc la flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} \leq f_{ad}$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f = \frac{l}{300}$$

Après réarrangement :

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times EI}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 56,26 \times 140^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2,87 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière de L 40 x 40 x 4 avec $I_y = 4,47 \text{ cm}^4$

Tableau VIII-1 : Caractéristique et dimension de L 40×40×4

h (mm)	t (mm)	r_1 (mm)	r_2 (mm)	d (mm)	A (cm ²)	ρ (daN/m)	$I_Y = I_Z$ (cm ⁴)	$W_{el.y} = W_{el.z}$ (cm ³)	$i_Y = i_Z$ cm
40	4	6	3	1,12	3,08	2,42	4,47	1,55	1,21

➤ Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière)

$$G = (G_{volée} + 2\rho_{cor}) \times g = (125 + 2 \times 2,42) \times 0,3 = 38,95 \text{ daN/m}$$

➤ Les combinaisons des charges :

- ELS : $q = G + Q = 38,95 + 75 = 113,95 \text{ daN/m}$
- ELU : $q = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 38,95) + (1,5 \times 75) = 165,08 \text{ daN/m}$

C. Vérification à la flèche (Cornière sur deux appuis)

La vérification se fait à l'ELS :

$$f_{max} = 0,31 \text{ cm} \leq f_{ad} = 0,46 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

D. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

La charge reprise par une cornière est : $q/2 = 165,08/2 = 82,54 \text{ daN/ml}$

On doit vérifier la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

- $V_{sd} = 59,88 \text{ daN}$
- $V_{pl,rd} = 2984,9 \text{ daN}$

$V_{sd} = 59,88 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 2984,9 \text{ daN}$ Vérifiée

E. Vérification a la résistance (moment fléchissant)

- $M_{sd} = 20,23 \text{ daN.m}$
- $M_{c,Rd} = 33,11 \text{ daN.m}$

$M_{sd} = 20,23 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 33,11 \text{ daN.m}$ Vérifiée

Remarque : Toutes les conditions sont vérifiées donc la cornière L 40 x 40 x 4 convient comme cornière d'attache

VIII.2.2 Le limon

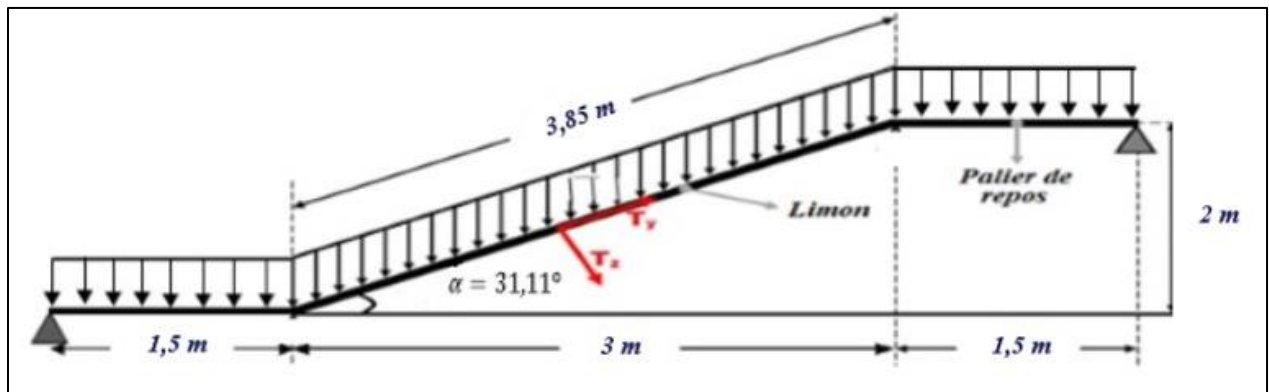


Figure VIII-4 : Distribution des charges sur un limon

- Longueur du limon : $l = 3,85 \text{ m}$
- L'espacement entre deux limons : $d = 1,40 \text{ m}$

VIII.2.3 Evaluations des charges

A. Evaluation des charges sur la volée

$$G_T = (G_{\text{volée}}) \times d + \rho_{\text{cor}} + \rho_{\text{garde.corps}} = (125) \times 1,40 + 2,42 + 100$$

$$G_T = 277,42 \text{ daN/m}$$

Pour un limon : $G = G_T/2 = 277,42/2 = 138,71 \text{ daN/m}$

B. Evaluation des charges sur le palier

$$G_T = (G_{\text{palier}}) \times d = (345) \times 1,40$$

$$G_T = 483 \text{ daN/m}$$

Pour un Limon: $G = G_T/2 \rightarrow G = 483/2 = 241,50 \text{ daN/m}$

C. Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

➤ La charge permanente :

$$G_{eq} = \frac{241,50(1,20 + 1,20) + (138,71 \times 3,60)}{6} = 179,83 \text{ daN/m}$$

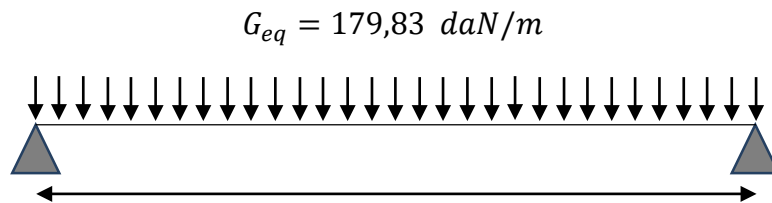


Figure VIII-5:charge équivalente (G)

➤ Les charges d'exploitations :

$$Q_T = Q \times d = 250 \times 1,40 = 350 \text{ daN/m}$$

Pour 1 limon : $q = Q_T/2 = 350/2 = 175 \text{ daN/m}$

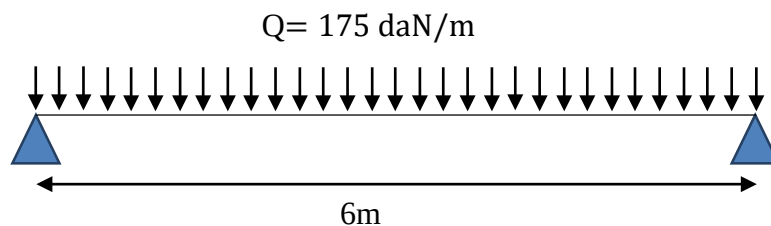


Figure VIII-6:Charge équivalente (Q)

➤ Combinaison de charge

ELU :

- $q = 1.35G + 1.5Q$
- $q = 1.35 \times 179,83 + 1.5 \times 175$
- $q = 505,27 \text{ daN/m}$

ELS :

- $q = G + Q$
- $q = 179,83 + 175$
- $q = 354,83 \text{ daN/m}$

VIII.2.4 Prés-dimensionnement des limons

A. Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} \leq f_{ad}$ pour une poutre bi articulée :

Avec :
$$I_y \geq \frac{5 \times 354,83 \times 625^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1425,7 \text{ cm}^4$$

Remarque : A première vue le profilé UPN 200 avec une inertie axiale selon l'axe $y - y$ qui égale a $I_y = 1910 \text{ cm}^4$ Semble être le choix le plus adéquat, après vérification cette section ne sera pas vérifier au déversement ce qui renvoie à un choix de section plus importante à chaque fois, pour au final être vérifier par l'UPN260 comme démontrés ci-dessous.

B. La classe de la section :

➤ Semelle comprimée :

$$C = b - tw/tf = 95 - 10/14 = 6,07mm$$

$6,07 < 9\varepsilon = 9$ Donc la semelle est de classe 1.

➤ Ame fléchi :

$$d/tw = 200/10 = 20 < 72\varepsilon = 72 \text{ Donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

Tableau VIII-2 : Caractéristique du profilé UPN260

profils	Dimensions (mm)					$\rho_{kg/m}$	Caractéristiques de calculs							
	h	b	t_w	t_f	d		i_y cm	I_y cm^4	$W_{pl,y}$ cm^3	I_t cm^3	A_{vz} cm^2	i_z cm	I_z cm^4	I_w cm^6
UPN 260	260	90	10	14	200	37,9	9,99	4820	442	25,5	27,1	2,56	317	33,3

C. Vérification du moment fléchissant

- $M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 2273,71 \text{ daN.m}$
- $M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{mo}} = 9442,72 \text{ daN.m}$

$$M_{sd} = 2273,71 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 9442,72 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

D. Vérification de l'effort tranchant

$$- V_{sd} = \frac{ql}{2} = 1515,8 \text{ daN}$$

$$- V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 33425,95 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1515,8 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 33425,95 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

E. Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

F. Calcul du moment critique au déversement

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

$$\text{Où : } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}{6000^2} \sqrt{\frac{33,3 \times 10^9}{317 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 80769,23 \times 25,5 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 72365353,45 \text{ daN.m}$$

G. Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 E W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 532 \times 10^3}{72365353,45}} = 112,45$$

➤ Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{112,45}{93,9} \right) \cdot 1^{0,5} = 1,19$$

➤ Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} \leq 1$$

Où :

- $\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
- $\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.
- $\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

- $\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,19 - 0,2) + 1,20^2] = 2,13$
- $\phi_{LT} = 2,16\chi_{LT} = \frac{1}{2,16 + (2,16^2 - 1,19^2)^{0,5}} \leq 1$
- $\chi_{LT} = 0,25$
- $M_{b.Rd} = 0,25 \times 1 \times 422 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 2360,68 \text{ daN.m}$

$M_{sd} = 2273,71 \text{ daN.m} < M_{b.Rd} = 2360,68 \text{ daN.m}$ Vérifiée

Remarque : le profilé de section L'UPN260 Convient comme limons

VIII.2.5 La poutre palière

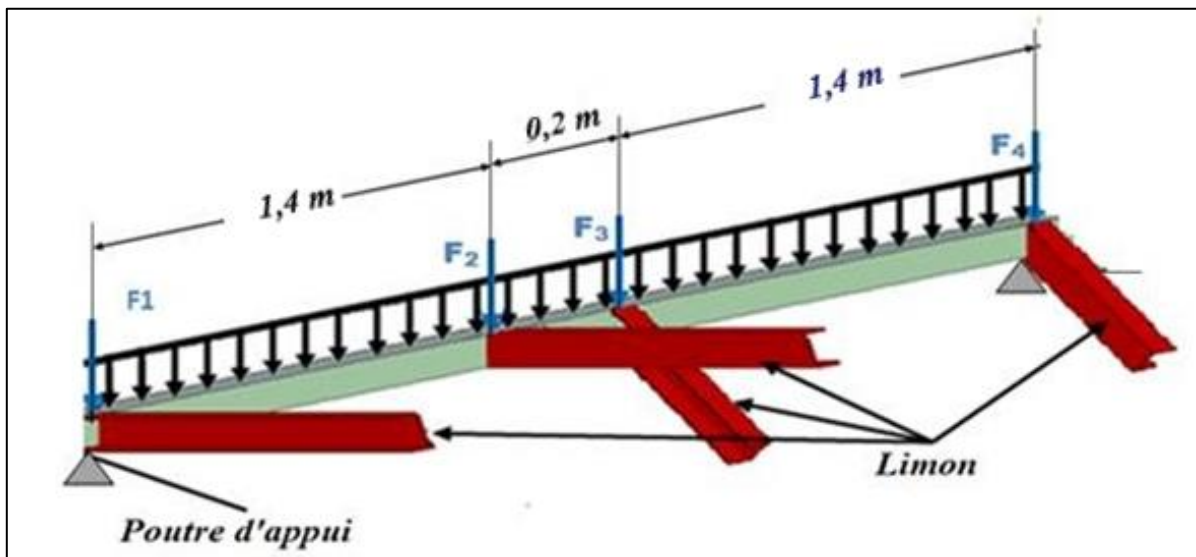


Figure VIII-7: Les charges sur la poutre d'appuis des limons

A. Evaluation de charges

- Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »
- ELU :

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 \times 179,83 + 1,5 \times 175) \times 6,25/2 = 1515,81 \text{ daN}$$

➤ **ELS :**

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (179,83 + 175) \times 6/2 = 1064,49 \text{ daN}$$

Charge équivalente :

➤ **ELU :**

$$\frac{4R}{4} + 1,35G_{garde \text{ corps}} = \frac{4 \times 1515,81}{4} + 1,35 \times 100 = 2156,08 \text{ daN/m}$$

➤ **ELS :**

$$\frac{4R}{4} + G_{garde \text{ corps}} = \frac{4 \times 1064,49}{4} + 100 = 1519,32 \text{ daN/m}$$

B. Condition de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} \leq f_{ad}$ Pour une poutre bi articulée :

Avec : q : la charge non pondérée

$$q = 1519,32 \text{ daN/m}$$

$$L = 3 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1519,32 \times 300^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 763,05 \text{ cm}^4$$

On constate que le profilé IPN 220 soit la section adéquate

C. La classe de la section :

➤ Semelle comprimée :

$$C = b - \frac{tw}{tf} = 98 - \frac{8,1}{12,2} = 7,36 \text{ mm}$$

$7,36 < 9\varepsilon = 9$ Donc la semelle est de classe 1.

➤ Ame fléchi :

$$d/tw = 175,8/8,1 = 21,70 < 72\varepsilon = 72 \text{ Donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

Tableau VIII-3 : caractéristique du profilé IPN220

profils	Dimensions (mm)					$\rho kg/m$	Caractéristiques de calculs							
	h	b	t_w	t_f	d		i_y cm	I_y cm ⁴	$W_{pl,y}$ cm ³	I_t cm ³	A_{vz} cm ²	i_z cm	I_z cm ⁴	I_w cm ⁶
IPN 220	220	98	8,1	12,2	175,8	31,1	8,8	3060	324	18,6	19,06	2,02	162	17,8

D. Vérification du moment fléchissant

- $M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 2425,59 \text{ daN.m}$
- $M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{mo}} = 6921,81 \text{ daN.m}$

$M_{sd} = 2425,59 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 6921,81 \text{ daN.m}$ vérifiée

E. Vérification de l'effort tranchant

- $V_{sd} = \frac{ql}{2} = 1515,8 \text{ daN}$
- $V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 23509,18 \text{ daN}$

$V_{sd} = 1515,8 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 23509,18 \text{ daN}$ vérifiée

F. Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

G. Calcul du moment critique au déversement :

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

Où: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 162 \times 10^4}{3000^2} \sqrt{\frac{17,8 \times 10^9}{162 \times 10^4} + \frac{3000^2 \times 80769,23 \times 18,6 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 162 \times 10^4}} = 95393453,96 \text{ daN.m}$$

H. Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 E W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 324 \times 10^3}{95393453,96}} = 83,85$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{69,45}{93,9} \right) \cdot 1^{0,5} = 0,89$$

➤ **Détermination de χ_{LT} :**

Par la même procédure de calcul que dans

AN:

$$- \quad \phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,89 - 0,2) + 0,89^2] = 1,44$$

$$- \quad \chi_{LT} = \frac{1}{1,44 + (1,44^2 - 0,89^2)^{0,5}} = 0,38$$

$$- \quad M_{b.Rd} = 0,38 \times 1 \times 325 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 2630,29 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2031,53 \text{ daN.m} < M_{b.Rd} = 2630,29 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Remarque : le profilé de section L'IPE 220 convient comme poutre palière.

Chapitre 9 :

Séisme :

Etude sismique

Etude sismique

IX. Introduction

Le séisme est à ce jour la catastrophe naturelle la plus meurtrière, cette catastrophe résulte d'une rupture brutale des roches provoquant de nombreuses secousses. Il s'agit de secousses qui se produisent dans le sol après un mouvement des plaques tectoniques. Les pressions qui causent le mouvement des plaques s'accumulent et les roches se déforment. Au moment de la rupture, les plaques vibrent et les roches sont ramenées à leur forme initiale. L'énergie stockée est alors libérée sous formes d'ondes sismiques. Un séisme est caractérisé par sa magnitude et son intensité. Ce phénomène entraîne des conséquences inimaginables d'un point de vue humain, environnemental et économique aujourd'hui, l'Homme doit apprendre à vivre avec le séisme, pour cela il doit connaître sa nature, son environnement et les moyens à mettre en œuvre pour atténuer toutes ces conséquences dans le but de remédier à ce phénomène par la conception adéquate des ouvrages de façon à ce qu'ils résistent et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Dans le cadre de ce PFE nous traiterons le cas d'un bâtiment étagé destiné aux bureaux ainsi qu'un hangar exploité comme salle de tournage en charpente métallique qui se fera selon Le règlements DTR.BC.2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003

.

IX.1 Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IX.2 Analyses de la structure

IX.2.1 Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut-être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

Les chargements statiques sont :

- Le poids propre de la structure
- Les effets dus aux actions climatiques
- Les charges d'exploitation

Les chargements dynamiques sont : Les effets sismiques

IX.2.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces calculs peuvent être menés par les méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

A. Méthode statique équivalente (M.S.E) :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle-ci basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais comme le « RPA99 Versions 2003 » préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

B. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour appliquer cette méthode, on doit satisfaire les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

❖ Zone I :

- Tous les groupes

❖ Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- 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 IIb et III :

- Groupe 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.

Le bâtiment étudié se situe en ZONE III groupe d'usage 2 qui s'élève de 3 niveaux pour une hauteur totale de 12m de hauteur ce qui est inférieure à 17 m comme le préconise le RPA V2003

➡ Toutes les conditions sont satisfaites donc la méthode statique équivalente MSE est applicable.

IX.2.3 Evaluation de la force sismique totale

Selon le RPA 99/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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A. Détermination du Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau IX-1: Coefficient d'accélération de zone

	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Groupe IA	0.15	0.25	0.30	0.40
Groupe IB	0.12	0.20	0.25	0.30
Groupe 2	0.10	0.15	0.20	0.25
Groupe 3	0.07	0.10	0.14	0.18

B. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D :

Ce coefficient est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T > 3s \end{cases}$$

C. Facteur de correction d'amortissement

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

Tableau IX-2 : Valeurs de ($\xi\%$)

Remplissage	Portiques		Voiles au murs
	Béton armé	acier	Béton arme/maçonnerie
Leger	6	4	10
Dense	7	5	

D. Période caractéristique, T_1 et T_2 :

Associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant

Tableau IX-3 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70

E. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques

La formule empirique à utiliser qui est donnée par l' RPA99 V2003 est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{avec :}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la construction jusqu'au dernier niveau.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donnée par le tableau suivant :

Tableau IX-4 : Coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portique auto stable en béton arme sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portique auto stable en béton arme ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des solives en béton armé, des palés triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

F. Coefficient de comportement global de la structure « R »

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée dans le tableau suivant en fonction du système de contreventement.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

Note : En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite,

G. Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " q est satisfait ou non ". Sa Valeur est donnée au tableau suivant

H. Poids totale de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i , calculé à chaque niveau

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charge d'exploitation
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Tableau IX-5 : Coefficient β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés.	0,20
2	Bâtiment recevant du public temporairement : ▪ Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec place debout. ▪ Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0,30
3		0,40
4		0,50
5	Entrepôt, hangars Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés. Autre locaux non visée ci-dessus.	1,00
		0,60

PARTIE 01 : Hangar

Tableau IX-6 : Tableau Récapitulatifs

A	ξ (%)	η	T_2	T (s)	D	R (x-x)	R (y-y)
0.25	4	1.08	0.5	0,47	2,7	4	4

R = 4 : (Ossature contreventée par palées triangulés en X). X-X

R = 4 : (Portiques auto-stables ordinaires). Y-Y

Tableau IX-7 : Facteur de qualité

Critère	P_q Axe (X)		P_q Axe (Y)	
	Observé	N/Observé	Observé	N/Observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05		0,05
Redondance en plan		0,05		0,05
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10		0,10
	$\sum P_q = 0,25$		$\sum P_q = 0,25$	

- $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.25 = 1.25$
- $Q = Q_x = Q_y = 1.25$

Coefficient de pondération $\beta = 0,50$ entrepôt et hangars

Tableau IX-8 : Estimation du poids totale du HANGAR

Eléments	Nombre d'éléments	Longueur de l'élément(m)	Poids propre (Kg/m)	La charge (daN)
Poteaux HEA 220	8	8	50,5	3232
Potelets IPE 220	6	8	26,2	1257,6
Lisses long pan UPN 140	42	6	16	4032
	56	5	16	4480
Lisses pignon UPN 140	30	6	18,8	3384
Pannes IPE 180	/	40	6,76	270,4
Montants 2L 45×45×5	/	65,2	6,76	440,75
Diagonale 2L 45×45×5	8	10,2	14,76	150,55
Membrure supérieure 2L 70×70×7	16	5	10,3	824
Membrure inférieure 2L 50×50×7	16	7,75	3,38	419,12
Poutre au vent L 45×45×5	8	10	3,38	270,4
Palée de stabilité L 45×45×5				
				18760,82

Couverture	Nombre d'éléments	Surface (m ²)	Poids propre (Kg/m ²)	La charge (daN)
Couverture de versant de toiture	2	180	20	7200
Couverture long pan	2	144	22	6336
Couverture de pignon	2	180	22	7920
				21456

➤ **Poids totale du hangar estimé :**

$$W_G = 18760,82 + 21456 = 40216,82 \text{ daN}$$

$$W_Q = (P_{neige} + P_{vent}) \times S_{toiture}$$

$$W_Q = (14,4 + 116,76) \times 360 = 47217,6 \text{ daN}$$

Tableau IX-9 : Charge d'exploitation

$W_{Gi}(\text{daN})$	$W_{Qi}(\text{daN})$	$\beta W_{Qi}(\text{daN})$	$W_i(\text{daN})$
40216,82	47217,6	23608,8	63825,62

IX.2.1 La force sismique totale

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

	Sens longitudinal	Sens transversal
A	0,25	0,25
D	2,7	2,7
Q	1,25	1,25
R	4	4
W(daN)	63825,62	63825,62
V(daN)	13463,21	13463,21

IX.2.2 Comparaison vent et séisme

La surface d'influence (Pignon) : $S_{Pignon} = (20 \times 8) + (20) = 180m^2$

$$V = 81,06KN/m^2$$

$$V = 81,06 \times 180 = 14590 daN > V_{Ey} = 13463,21 daN$$

La surface d'influence (Long-Pan) : $S_{Long-Pan} = (18 \times 10) = 180 m^2$

$$V = 75,4 daN/m^2$$

$$V = 75,4 \times 180 = 13572 daN > V_{Ex} = 13463,21 daN$$

Remarque : Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme ; ainsi nous retiendrons uniquement l'action du au vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

PARTIE 02 : Bâtiment

Tableau IX-10 : Tableau récapitulatif du bâtiment

A	ξ (%)	η	T_2	$T_x = T_y$	D	R (x-x)	R (y-y)
0,25	4	1.08	0.5	0,32s	2,7	3	4

R = 3 :(Ossature contreventée par palées triangulés en V). SENS-Y-Y

R = 4 :(Portiques auto-stables ordinaires). X-X

Tableau IX-11 : Facteur de qualité

Critère	P_q Axe (X)		P_q Axe (Y)	
	Observé	N/Observé	Observé	N/Observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05		0,05
Redondance en plan		0,05		0,05
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10		0,10
	$\sum P_q = 0,25$		$\sum P_q = 0,25$	

- $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.25 = 1.25$

- $Q = Q_x = Q_y = 1.25$

Coefficient de pondération $\beta = 0,20$

IX.2.1 Estimation du poids totale du bâtiment

Tableau IX-12 : Charges permanentes par niveaux

Eléments	Poids (daN)
Poteaux HEA 500	14 880
Poutres principale IPE550	14697
Poutres secondaire IPE270	2599,2
Solives IPE 220	8803,2
Escalier	10 384,08
Murs (double murette en brique creuse de 10 cm)	139527
Plancher étage terrasse	72312
Plancher étage courant 2	59400
Plancher étage courant 1	59400
TOTALITÉ	382 002,48

Tableau IX-13 : Charge d'exploitation par niveau

NIVEAU	$W_{Gi}(daN)$	$W_{Qi}(daN)$	$\beta W_{Qi}(daN)$	$W_i(daN)$
RDC	124 035,04	34 500	6 900	130 935,04
1^{er} étage	125 277,04	34 500	6 900	132 177,04
2^{eme} étage	132 690,40	13 800	2 760	135 450,40
totales	382 002,48	82 800	16 560	398 562,48

➤ **La force sismique totale :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

	Sens longitudinal	Sens transversal
A	0,25	0,25
D	2,7	2,7
Q	1,25	1,25
R	4	3
$W(daN)$	398 562,48	398 562,48
$V(daN)$	84 071,73	112 095,69

IX.2.2 Comparaison vent et séisme

La surface d'influence (**Sens longitudinal**) : $S_1 = (6 \times 12) = 72 \text{ m}^2$

$$V = 88,76 \text{ daN/m}^2$$

$$V = 72 \times 63,5 = 6390,72 \text{ daN} < V_{EX} = 84\,071,73$$

La surface d'influence (**Sens transversal**) : $S_1 = (23 \times 12) = 276 \text{ m}^2$

$$V = 86,03 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 86,03 \times 276 = 23744,28 \text{ daN} < V_{Ey} = 112\,095,69 \text{ daN}$$

Remarque

Les sollicitations dues au séisme sont plus importantes que celles dues au vent, vu que la structure à étage avec plancher collaborant en acier-béton, et que ces sollicitations sont proportionnelles avec poids de la structure qui est important en présence de planchers.

➤ Distributions de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur :

La résultante des forces sismiques V à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Avec :

F_t : Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs des vibrations (la force Fouad), elle est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07T \cdot V & \text{Pour } T > 0,7s \\ F_t = 0 & \text{Pour } T \leq 0,7s \end{cases} \text{ On a } T = 0,31s < 0,7s \text{ donc } F_t = 0$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum W_j} \cdot W_i \cdot \frac{h_i}{h_j}$$

- F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .
- h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .
- h_j : niveau du plancher quelconque.
- W_i : W_j : poids revenant aux planchers i, j .

Pour $F_t = 0$ on aura la formule suivante :

$$F_i = \frac{V \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

Tableau IX-14: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens longitudinal.

Sens longitudinal: $V = 840,71 \text{ KN}$					
Niveau	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$W_i \cdot h_i$	$\sum W_j \cdot h_j$	$F_i(\text{KN})$
RDC	1 309,35	4	5237,40	32 065,6	137,31
1 ^{er} étage	1321,77	8	10 574,16	32 065,6	277,23
2 ^{ème} étage	1354,50	12	16 254,04	32 065,6	426,15
$\sum$	3 985,62				840,69 KN

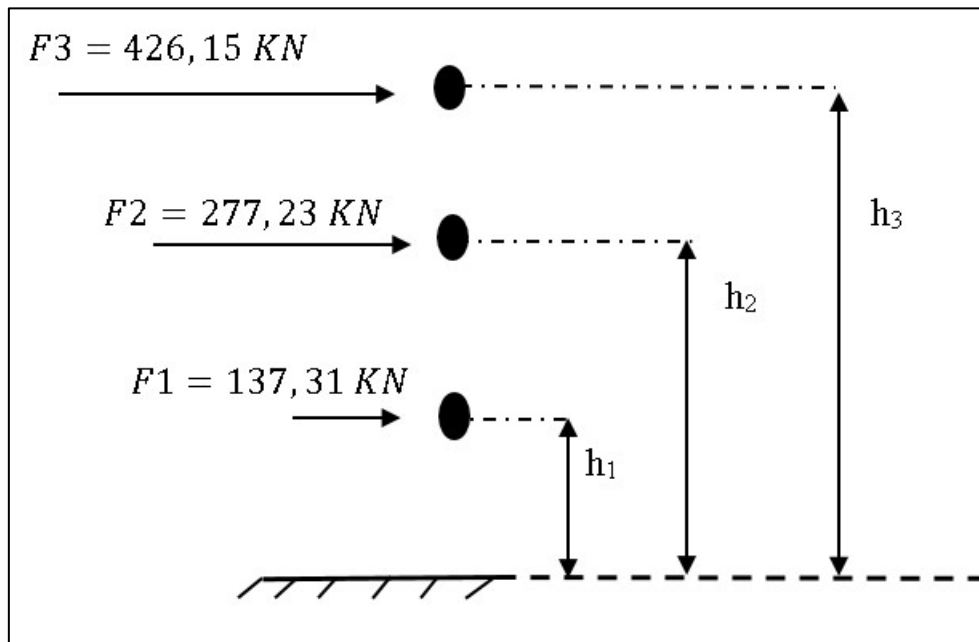


Figure. 1: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Tableau IX-15 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens transversale

Sens transversale: $V = 1 120,95 \text{ KN}$					
Niveau	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$W_i \cdot h_i$	$\sum W_j \cdot h_j$	$F_i(\text{KN})$
RDC	1 309,35	4	5237,40	32 065,6	183,08
1 ^{er} étage	1321,77	8	10 574,16	32 065,6	369,65
2 ^{ème} étage	1354,50	12	16 254,04	32 065,6	568,20
$\sum$	3 985,62				1 120,93 KN

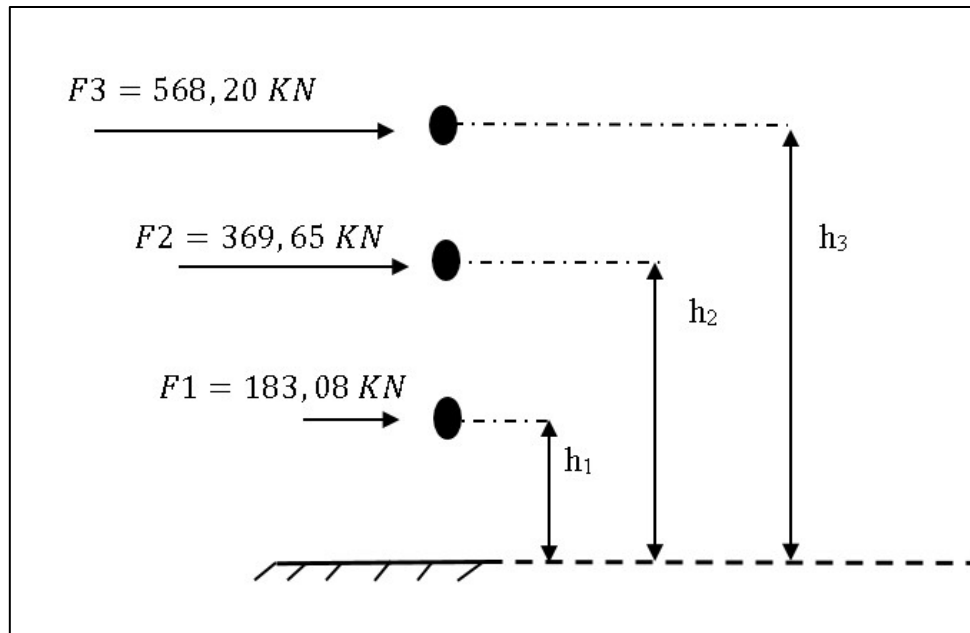


Figure. 2: La répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur.

IX.2.3 Distributions horizontale des forces sismiques (efforts tranchants) :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

V_k : L'effort tranchant au niveau de l'étage K

Résultante des efforts tranchants de tous les niveaux sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau IX-16 : Les efforts tranchants dans le sens longitudinal

Niveaux	$F_i(KN)$	$V_k(KN)$
RDC	137, 31	840, 69
1 ^{er} étage	277, 23	703, 38
2 ^{eme} étage	426, 15	426, 15
Σ	840, 69 KN	

Tableau IX-17 : Les efforts tranchants dans le sens transversal

Niveaux	$F_i(KN)$	$V_k(KN)$
RDC	183, 08	1 120, 93
1 ^{er} étage	369, 65	937, 85
2 ^{eme} étage	568, 20	568, 20
Σ	1 120, 93	

IX.2.4 Calcul des moments fléchissant selon la hauteur

Le moment fléchissant au niveau de l'étage k est calculé comme suit :

$$M_K = M_{K+1} + V_{K+1} \times h_e$$

Avec :

$M_K; M_{K+1}$: Moments fléchissant au niveau de l'étage K et $K + 1$

V_{K+1} : Effort tranchant au niveau de l'étage $k + 1$

h_e : Hauteur d'étage $k + 1$; $h_e = h_{k+1} - h_k$

Tableau IX-18 : Moments fléchissant au niveau d'étage (sens longitudinal)

Niveaux K	$V_{K+1}(KN)$	$V_{K+1} \times h_e$	$M_K(KN.m)$
Niveau +0,00	840,69	3 363,76	7 881,84
Niveau 1	703,38	2 813,52	4 518,08
Niveau 2	426,15	1 704,60	1 704,56
Niveau 3	0	0	0

Tableau IX-19 : Moments fléchissant au niveau d'étage (sens transversal)

Niveaux K	$V_{K+1}(KN)$	$V_{K+1} \times h_e$	$M_K(KN.m)$
Niveau +0,00	1 120,93	4 483,72	10 506,84
Niveau 1	937,85	3 750,32	6 032,12
Niveau 2	568,20	2 272,80	2 272,80
Niveau 3	0	0	0

Chapitre 10 :

Etude des

Contreventements

X. Introduction

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.).

Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambement ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc :

- Les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations)
- Les contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.

Partie 1 : Contreventement Hangar

X.1 Les différents types de contreventements

➤ **Contreventements de toiture : (poutre au vent)**

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme).

Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

➤ **Contreventement de façades: (palée de stabilité)**

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

X.2 Pré dimensionnement de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée selon l'EC3 comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumises à des réactions horizontales supérieures des montants de la ferme auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement des efforts horizontaux.

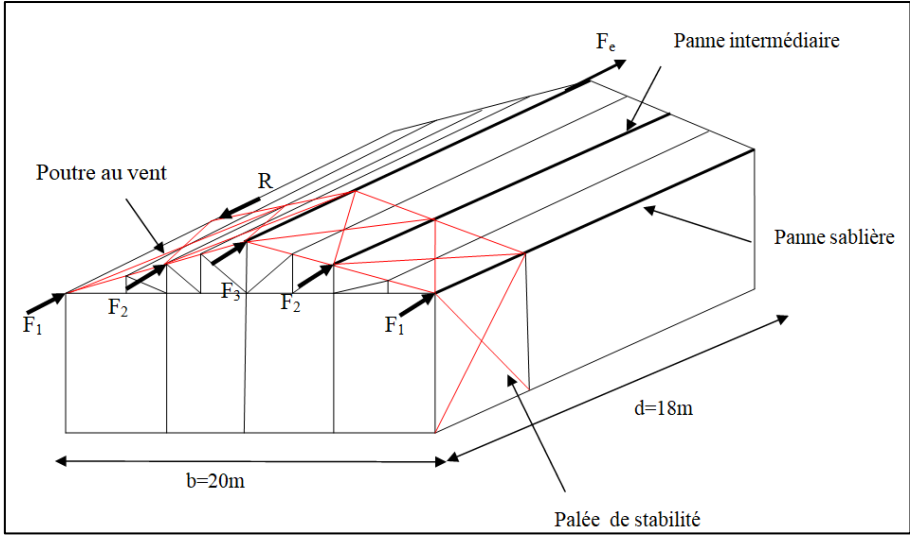


Figure X-1: Effort du vent sur le pignon.

X.2.1 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 ferme 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) (Fig.2).

X.2.2 Evaluation des efforts

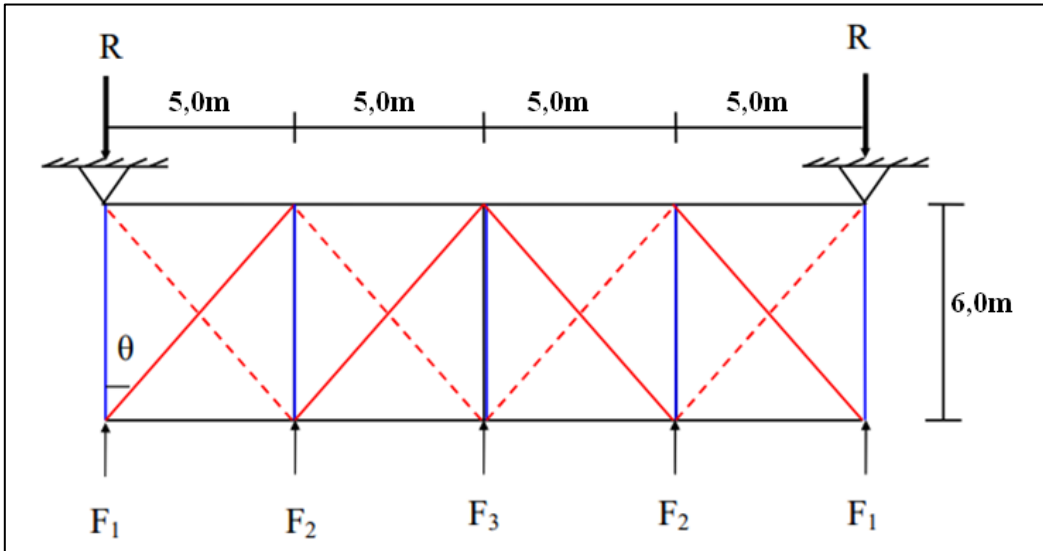


Figure. X-1 : Schéma statique de la poutre au vent

L'effort F en tête du montant se décompose en :

- Un effort F de compression simple en tête du poteau.
- Un effort F_d de traction dans les diagonales.

X.2.3 Calcul des forces

➤ Calculs des efforts F de compression.

On a:

- $h_1 = 8m$
- $h_2 = h_1 + \frac{b}{4} \times \tan \alpha = 8 + \frac{20}{4} \times \tan 11.30^\circ = 9m$
- $h_3 = h_1 + \frac{b}{2} \times \tan \alpha = 8 + \frac{20}{2} \times \tan 11.30^\circ = 10m$

La force de frottement du vent perpendiculaire au pignon $F_{fr} = 0$ (chapitre II étude climatique).

La pression du vent : $V = q_h = 81.06 daN/m^2$ (chapitre II)

- $F_1 = \left(v \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} = \left(81.06 \times \frac{8}{2} \times \frac{20}{8} \right) + \frac{0}{8} = 810.06 daN.$
- $F_2 = \left(v \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} = \left(81.06 \times \frac{9}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{0}{4} = 1823.85 daN$
- $F_3 = \left(v \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{2} \right) + \frac{F_e}{4} = \left(81.06 \times \frac{10}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{0}{4} = 2026.5 daN.$

X.2.4 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 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 de versant est une poutre à treillis supposée horizontale, par méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné par Esq. (1) suivante :

Esq. 30 : $R = F_d \cdot \cos \theta + F_1$

Avec:

- $R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2}$ d'où $F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta}$
- $N_{sd} = 1.5 \times F_d$

A. N :

$$R = \frac{2(810.06 + 1823.85) + 2026.5}{2} = 3647.16 daN$$

$$F_d = \frac{3647.16 - 810.06}{\cos 39.80^\circ} = 3692.77 daN$$

Avec : $\tan \theta = \frac{5}{6} \Rightarrow \theta = 39.80^\circ$

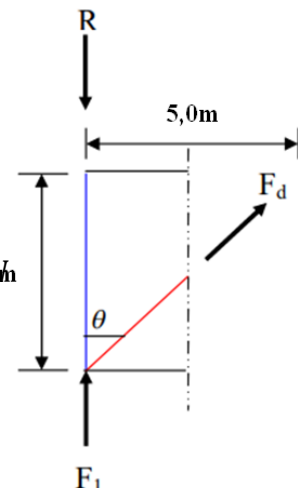


Figure. X-2 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

➤ **Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A :

On a :

- $N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{M_0}}$
- $A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{F_y}$

A.N:

- $N_{sd} = 1.5 \times 3692.77 = 5539.16 \text{ daN} = 55,39 \text{ KN}$
- $A \geq \frac{55.39 \times 1.1}{23.5} = 2.59 \text{ cm}^2$

On opte donc pour une cornière égale : L30x30x5 ($A = 2.78 \text{ cm}^2$) avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

X.2.5 Vérification à la résistance ultime de la section

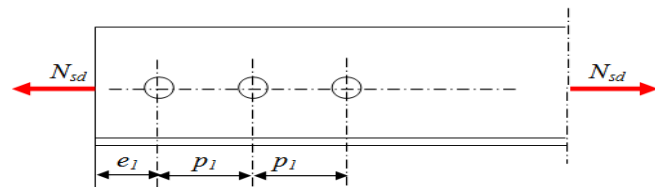
Pour la vérification de la cornière à la résistance on doit satisfaire la formule suivante :

$$N_{sd} < N_{u,Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}}$$

Avec :

$$A_{net} = A - t \times d_0$$

- $d_0 = d + 1 \text{ mm} = 13 \text{ mm}$
- $A = 2,78 \text{ cm}^2$



A.N :

$$A_{net} = 2,78 - 0.5 \times 1.3 = 2,13 \text{ cm}^2.$$

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau (1) ci-dessous en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau X-1 : Coefficients minorateur β_2 et β_3

Tableau – coefficients minorateur β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
β_2 (boulons)	0.4	0.7
β_3 (3 boulons ou plus)	0.5	0.7

On prend :

Une attache de 2 boulon avec $p_1 = 100 \text{ mm}$; $e_1 = 25 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} p_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm} \\ d_0 = 13 \text{ mm} \text{ diamètre des trous} \end{array} \right\} \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.7 \times 2.13 \times 36}{1.25} = 42.94 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 55.39 \text{ KN} > N_{u,Rd} = 42.94 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Pas Vérifiée}$$

On augmente donc la section ; soit une cornière de **L45×45×5** ($A = 4.30 \text{ cm}^2$)

$$A_{net} = 4.30 - 0.5 \times 1.3 = 3.65 \text{ cm}^2.$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.7 \times 3.65 \times 36}{1.25} = 73.58 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 55.39 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 73.58 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Une cornière de **L45×45×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

A. 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.

B. Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

- Flexion déviée : (voir CH3 calcul des pannes)
 - $G = 65.8 \text{ daN/ml}$
 - $N = 28.8 \text{ daN/ml}$
- Compression : (voir calcul des contreventements)
 - $v = F_2 = 1823.85 \text{ daN}$
- Combinaison de charge
 - $1.35G + 1.35N + 1.35V$

Combinaison simplifiée :

- $Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$
- $N_{sd} = 1.35V$

A.N:

- $Q_{sd} = 1,35 \times 65,8 + 1,35 \times 28,8 = 127,71 \text{ daN/ml}$
- $N_{sd} = 1.35 \times 1823.85 = 2462,19 \text{ daN}$
- $Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 127,71 \times \cos 11.30^\circ = 125,23 \text{ daN/ml.}$
- $Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 127,71 \times \sin 11.30^\circ = 24,93 \text{ daN/ml.}$

Du CH3 (calcul des pannes) on obtient :

- $M_{y, sd} = 563,53 \text{ daN.m}$
- $M_{z, sd} = 28,04 \text{ daN.m}$
- $M_{ply. Rd} = 3554,90 \text{ daNm}$
- $M_{plz. Rd} = 739,18 \text{ daNm}$
- $N_{pl, Rd} = 51059,09 \text{ daN}$

➤ Incidence de l'effort tranchant

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

Remarque : A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

➤ Incidence a l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \min (0.25 N_{pl, rd}; 0,5 A_w \frac{f_y}{\gamma_{Mo}})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

A.N:

- $0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 51059,09 = 12764,77 \text{ daN}$
- $A_w = (A - 2b t_f) = (23.9 - 2 \times 9.1 \times 0.80) = 9,34 \text{ cm}^2$
- $0,5 A_w \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = 0,5 \times 9,34 \times \frac{2350}{1.1} = 9976,81 \text{ daN}$

$N_{sd} = 2462,19 \text{ daN} \leq 9976,81 \text{ daN} \dots \dots \dots$ **Vérifiée**

Donc l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut-être négligée, d'après CCM97 ; pour la vérification de la flexion déviée on utilise Esq. (1) du CH3.

$$\left(\frac{563,53}{3554,90} \right)^2 + \left(\frac{28,04}{739,18} \right)^1 = 0.063 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

C. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

- $1,35G - 1.5V$
- $Q_{z, sd} = G \times \cos\alpha - 1.5V$
- $Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin\alpha$
- $N_{sd} = 1.5V$

Avec :

- $G = 65.8 \text{ daN / ml}$
- $V = -272.36 \text{ daN / ml}$: Vent de soulèvement (CH2 : calcul des pannes)
- $V' = F2 = 1823.85 \text{ daN}$: Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent).

♦ **Charge de flexion :** (voir calcul des pannes).

$$Q_{z, sd} = -344,01 \text{ daN/ml (soulèvement)}$$

$$Q_{y, sd} = 17,40 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{344,01 \times 6^2}{8} = 1548,04 \text{ daNm}$$

$$M_{z, sd} = \frac{17,40 \times 3^2}{8} = 19,57 \text{ daN}$$

♦ **Charge de compression :** (voir calcul des contreventements)

$$N_{sd} = 2735,77 \text{ daN}$$

♦ **Vérification aux instabilités sont les suivantes :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{by, Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} + K_{yz} \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{Avec risque de flambement})$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz, Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} + K_{zz} \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{Avec risque de déversement})$$

Avec :

- $N_{by, Rd} = \chi_y \times N_{pl, Rd}$
- $N_{bz, Rd} = \chi_z \times N_{pl, Rd}$
- $M_{b, Rd} = \chi_{LT} M_{ply, Rd}$

D. Calcul des coefficients de réduction χ_y ; χ_z et χ_{LT} :

On se référant à l'organigramme présenté à la figure (III.6):

	λ	$\bar{\lambda}$	α	ϕ	χ_{min}
y	80,86	0,861	0.21	1,944	0,75
z	146,34	1,558	0.34	0,940	0,321
LT	103,53	1,10	0,21	1,199	0,5966

- $N_{by,Rd} = 0,75 \times 51059,09 = 38294,31 daN$
- $N_{bz,Rd} = 0,32 \times 51059,09 = 16338,90 daN$
- $M_{b,Rd} = 0,5966 \times 3554,90 = 2120,85 daNm$

E. Calcul des coefficients d'interactions k_{ij} (Annexe Eurocode3)

Avec risque de déversement :

- $k_{yy} = \min \left[c_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \times \frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{pl,Rd}} \right) ; c_{my} \left(1 + 0.8 \times \frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{pl,Rd}} \right) \right]$
- $k_{yz} = 0.6 k_{zz}$
- $k_{zz} = \min \left[c_{mz} \left(1 + [\bar{\lambda}_z - 0.6] \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right) ; c_{mz} \left(1 + 1.4 \times \frac{N_{sd}}{\chi_y \times N_{bz,Rd}} \right) \right]$
- $k_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{c_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} ; 1 - \frac{0.1}{c_{mLT} - 0.25} \times \frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} \right)$

Remarque : Pour charge uniformément répartie : $c_{my} = c_{mz} = c_{mLT} = 0.95$

$$k_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0.861 - 0.2] \times \frac{2735,77}{38294,31} \right) ; 0.95 \left(1 + 0.8 \times \frac{2735,77}{38294,31} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min[0,994; 1,077]$$

$$k_{yy} = 0,994$$

Pour $\bar{\lambda}_z = 1,558 > 0.4$

$$k_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 \times 1,558}{0.95 - 0.25} \times \frac{2735,77}{16338,90} ; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} \times \frac{2735,77}{16338,90} \right)$$

$$k_{zy} = \max[0,962 ; 0,976]$$

$$k_{zy} = 0,976$$

$$k_{zz} = \min \left[0.95 \left(1 + [2 \times 1,558 - 0.6] \times \frac{2735,77}{16338,90} \right) ; 0.95 \left(1 + 1.4 \times \frac{2735,77}{16338,90} \right) \right]$$

$$k_{zz} = \min[1,350 ; 1,172] = 1,172$$

$$k_{yz} = 0.6 k_{zz} = 0.6 \times 1,172 = 0,703$$

➤ Vérification par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + K_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2735,77}{38294,31} + 0,994 \times \frac{1548,04}{2118,72} + 0,703 \times \frac{19,57}{739,18} = 0,81 \leq 1.0$$

➤ Vérification par rapport à l'axe faible z-z (hors plan):

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + K_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + K_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2735,77}{16338,90} + 0,976 \times \frac{1548,04}{2118,72} + 1,172 \times \frac{19,57}{739,18} = 0,91 \leq 1.0$$

Conclusion :

Le profilé choisi IPE 180 est adéquat comme montant de la poutre au vent.

X.2.6 Pré dimensionnement de la palée de stabilité en long pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignon 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.

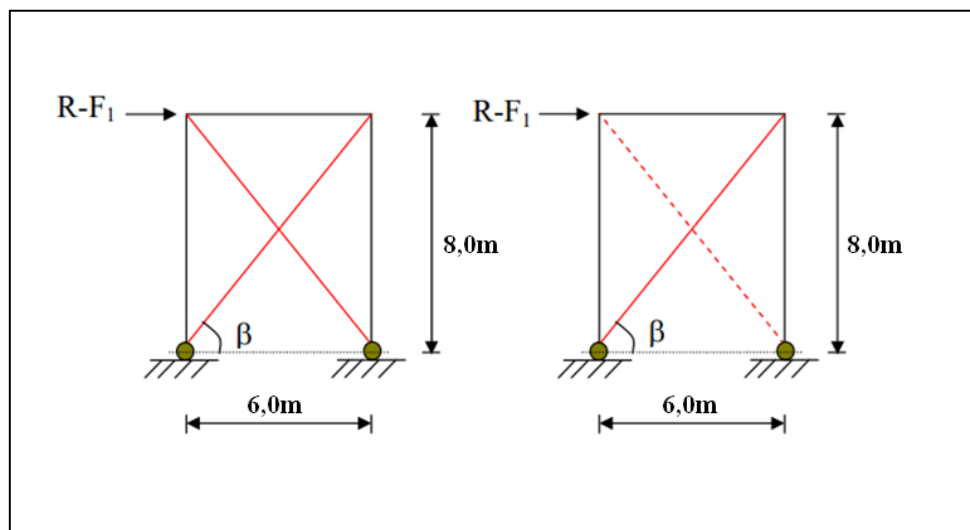


Figure. X-3: Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Par la méthode des coupures :

A. Effort de traction dans la diagonale tendue:

$$R - F_1 = N \cdot \cos \beta \quad N = \frac{R - F_1}{\cos \beta}$$

Avec :

- $\tan \beta = \frac{8}{6} = 1,33$
- $\beta = 53,13^\circ$

A.N:

$$N = \frac{3647,16 - 810,06}{\cos 53,13} = 4728,48 \text{ daN}$$

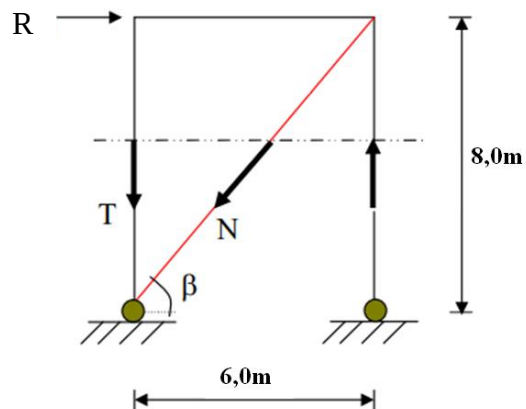


Figure. X-4: Effort de traction dans la diagonale tendue

B. Section de la diagonale :

➤ Calcul de la section brute A :

On a:

- $N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{M_0}}$
- $N_{sd} = 1,5 \times N$

A.N:

- $N_{sd} = 1,5 \times 4728,48 = 7092,72 \text{ daN}$
- $N_{sd} = 70,92 \text{ KN}$
- $A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{F_y} = \frac{70,92 \times 1,1}{23,5} = 3,31 \text{ cm}^2$

On opte donc pour une barre de cornière égale : L45x45x5 ($A = 4,30 \text{ cm}^2$) avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm

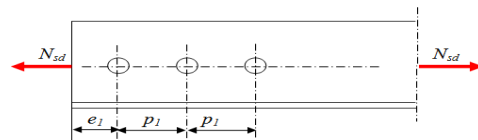
C. Vérification à la résistance ultime de la section :

On doit vérifier que $N_{sd} = 1.5N < N_{u,Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_0}}$

- $d_0 = d + 1 \text{ mm} = 13 \text{ mm}$
- $A_{net} = 4.30 \text{ cm}^2$

Avec :

- $A_{net} = A - t \times d_0 = 4.30 - 0.5 \times 1.3 = 3.65 \text{ cm}^2$.



On prend : une attache de 2 boulon avec $p1 = 100 \text{ mm}$; $e1 = 25 \text{ mm}$

- $p1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$

Du tableau (X.1):

On a $100 > 65 \text{ mm} \implies \beta = \beta_3 = 0.7$

Avec :

$d_0 = 13 \text{ mm}$ diamètre des trous

- $N_{u,Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}}$
- $N_{u,Rd} = \frac{0.7 \times 3.65 \times 36}{1.25} = 73.58 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 51.14 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 73.58 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Conclusion :

Une cornière isolée de **L45×45×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

Partie 2: Contreventement Bâtiment

La vérification de la sécurité structurale d'une barre, comprimée soumise au flambage consiste à vérifier la relation suivante :

$$- N_{c.sd} < N_{ord} = X \cdot A \cdot f_y / \gamma_{\mu 1}$$

La vérification de la sécurité structurale d'une barre tendue consiste à vérifier :

$$- N_{o.sd} \leq N_{trd} = A \cdot f_y / \gamma_{\mu 0}$$

X.1 Calcul de la palée de stabilité en long pan

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des palées de stabilité en V.

Les valeurs de l'effort sismique sont données selon la **(figure X.6)**:

X.1.1 Dimensionnement des diagonales en V

➤ **Calcul des angles des diagonales :**

$$- tg \alpha = \frac{4}{3} \rightarrow \alpha = 53,13^\circ$$

Longueur des diagonales :

$$D = \sqrt{4^2 + 1,5^2} = 4,27m$$

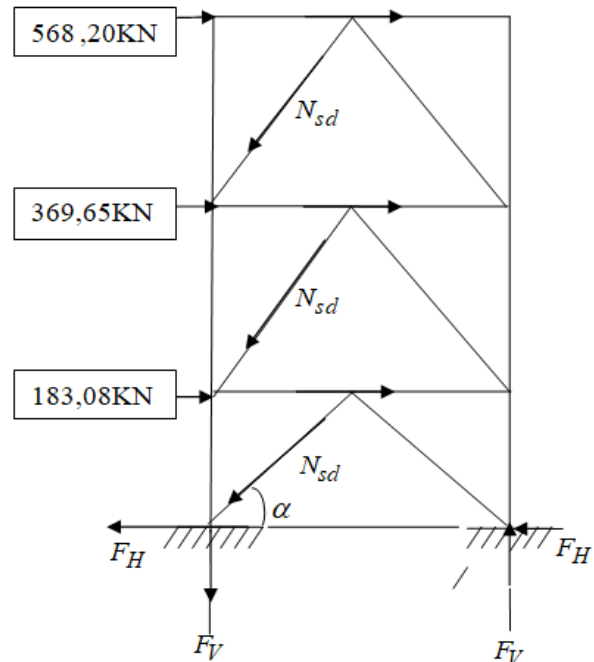


Figure. X-5: contreventement en V inversé

X.1.2 Vérification des diagonales à la traction

On doit vérifier la formule suivante :

$$- N_{sd} \leq N_{t,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

On a:
$$N_{sd} = \frac{\sum H_i}{\cos \alpha} = \frac{560,465}{\cos 53,13^\circ} = 934,10 daN$$

Donc :

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

$$- A \geq \frac{934,10 \times 1,1}{23,5} = 43,72 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 48,3cm² Donc on choisit un **UPN 260**

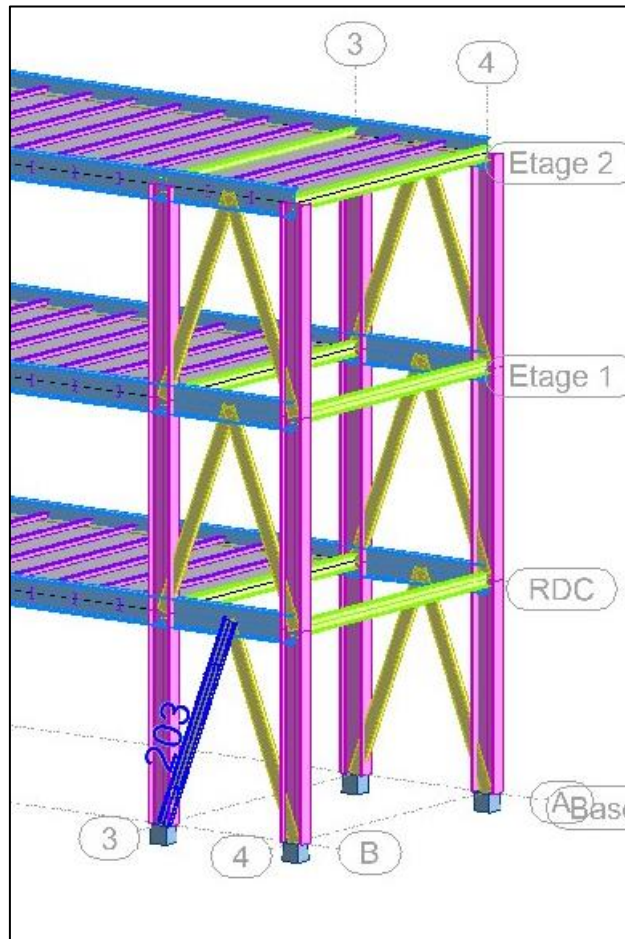


Figure X-2 : ROBOT contreventement portique longitudinal

A. Vérification au flambement :

On a :

$$- N_{sd} = 934,10 \text{ daN}$$

On doit vérifier la formule suivant :

$$- N_{csd} < N_{by.Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot B_A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $L_1=D=4,27\text{m}$
- $A=4830\text{mm}^2$; $i_y=9,99\text{cm}$
- $\lambda = \frac{L_1}{i_y} = \frac{427}{9,99} = 42,74$
- $\bar{\lambda} = \frac{42,74}{93,9} = 0,45$

Donc :

- $\lambda=0,45$
 - $h/b>1,2$; $t_f<40\text{mm}$; axe y-y
 - Courbe a
- $$\left. \begin{array}{l} \lambda=0,45 \\ h/b>1,2 ; t_f<40\text{mm} ; \text{axe y-y} \\ \text{Courbe a} \end{array} \right\} \Rightarrow \chi=0,9391$$

A.N :

$$N_{by,Rd} = \frac{0,9391 \times 48,30 \times 23,5}{1,1} = 969,02\text{daN}$$

$$N_{sd} = 934,10\text{daN} < N_{by,Rd} = 969,02\text{daN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Chapitre 11 :

Exercice 11 :

Protection de la structure

Protection de la structure

XI. Introduction

Comme tout autre matériau, l'acier présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs.

Il existe divers types de protections, ces types sont différents selon l'usage et l'implantation de l'édifice en question.

XI.1 La corrosion

En présence d'eau et d'oxygène et plus particulièrement dans le milieu marin, l'acier a tendance à se dégrader et perdre ainsi de sa résistance et de ces caractéristiques mécaniques.

Les techniques de prévention contre la corrosion sont diverses. Il y a la protection par peinture ou un autre revêtement de surface, ou la protection cathodique.

Le choix de la technique adéquate dépend essentiellement de l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée et les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.



Figure XI-1: Corrosion dans les matériaux en acier.

XI.1.1 Protection par peinture

Le système de protection anticorrosion le plus courant est la mise en peinture sur acier nu, elle est plus particulièrement utilisée en milieu marin. Ce système l'avantage d'être mis en œuvre facilement, généralement il est réalisé en partie en atelier puis en partie sur chantier.

La durabilité de cette protection dépend du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre. Pour les ouvrages neufs, l'abrasif doit être projeté sur les surfaces par voie sèche.

XI.1.2 Protection par zinc

Le principe repose sur la création d'une barrière formée par la couche de zinc. En surface, le zinc se recouvre de produits de corrosion, en général adhérents testables, qui assurent une protection prolongée. La durée de vie du revêtement dépendra principalement des agents de corrosion et de la stabilité de ses produits.

XI.2 L'incendie

XI.2.1 Introduction

Tous les matériaux de construction voient leur résistance diminuer sous l'effet d'une augmentation de température. L'acier est un matériau incombustible dont la résistance décroît dès lors que sa température dépasse environ 550 °C. Ce seuil, où la résistance devient insuffisante, est appelé température critique. En revanche, l'acier retrouve toutes ses caractéristiques lors du refroidissement.

XI.2.2 Développement du feu

Le principe de développement du feu suit un certain processus qui repose sur la présence de trois éléments :

- Le combustible.
- Le carburant.
- La source de chaleur.

A. Les caractéristiques d'un incendie comportent :

- **Une phase de croissance** : La durée de cette phase dépend principalement des caractéristiques du compartiment. Le feu reste localisé jusqu'à une généralisation probable du feu.
- **Une phase de décroissance** : Le feu commence à diminuer jusqu'à ce que tous les matériaux de construction combustibles aient complètement brûlé et voient leur résistance diminuer et perdent leur résistance mécanique, en effet, la rigidité des éléments constitutifs (colonnes, poutres et nœuds), diminue progressivement jusqu'à la ruine sous l'effet d'une augmentation de température.

XI.2.3 Feu normalisé ISO834

Le feu conventionnel est caractérisé par une température ambiante qui augmente de façon continue avec le temps mais avec un taux de croissance. Une courbe logarithmique est utilisée en laboratoire pour modéliser le feu la valeur de durée de résistance au feu n'indique pas la durée réelle pendant laquelle une composante résiste dans un incendie de bâtiment. Elle constitue une comparaison indiquant la sévérité d'un incendie auquel la composante peut résister.

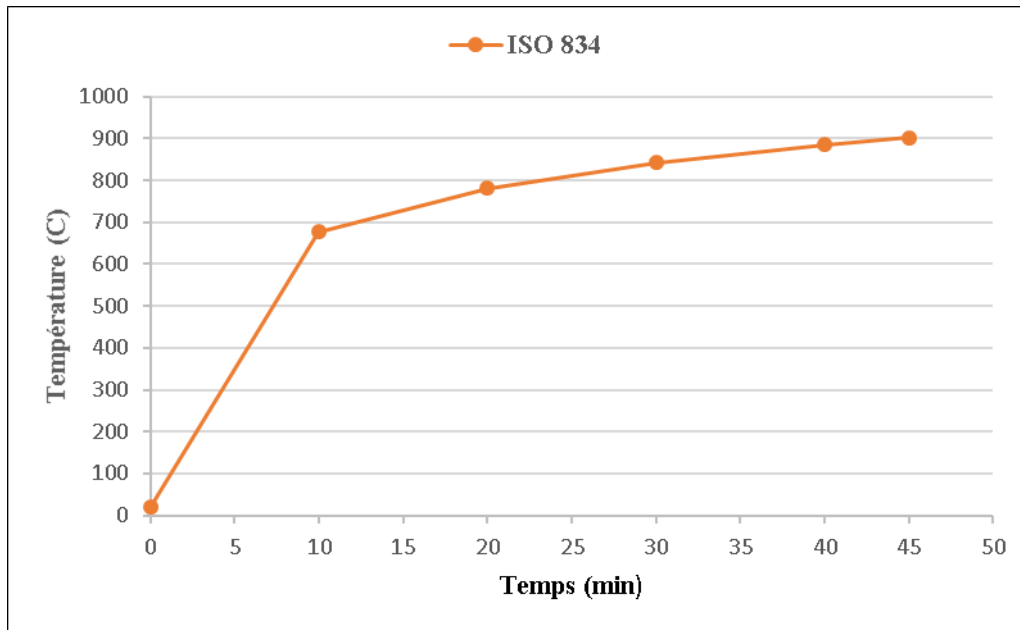


Figure XI-2 Courbe normalisé ISO 834

L'élévation de température en fonction du temps correspond à la courbe ISO834 définie par l'équation ci-dessous :

$$\theta_g = \theta_o + 345 \log(8t + 1)$$

Avec :

- θ_g : Température normalisée en °C ;
- θ_o : Température initiale en °C ;
- t : Temps en minutes.

XI.2.4 Protection à l'incendie

L'acier est un matériau incombustible, mais reste un bon conducteur de chaleur. Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causant ainsi leurs déformations et par suit la ruine de la protection de ces éléments s'impose.

La durée de stabilité au feu d'un profile métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela divers techniques existent, on site partielles :

- Protection par peinture intumescente.
- Protection par produit projeté
- Les produits de ciment ou de plâtre.
- Les produits à bas de fibre minérale

A. Protection par peinture intumescente

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action la peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée "meringue", elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Ce type de peinture peut faire l'objet de la protection de notre projet, parmi les peintures on peut choisir la Aithon A90, qui résiste allant de 270°C à 300.

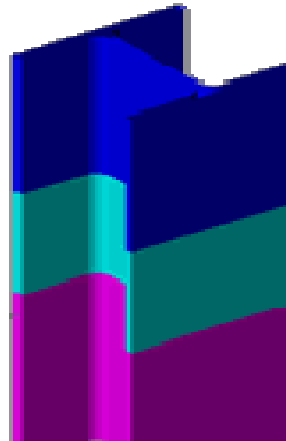


Figure XI-3 Système intumescent

B. Protection par produit projeté

Les différents systèmes de protection comprennent les produits à base de vermiculite et de ciment ou de plâtre dans lesquels des composants chimiques absorbant la chaleur.

C. Protection par plâtre

Les ensembles en acier absorbent rapidement la chaleur. Lorsque leur masse est relativement faible, ils perdent rapidement leurs caractéristiques mécaniques. La limite élastique et le module d'élasticité chutent d'environ 40 % à la température de 470°C.

On peut donc protéger la structure par ce type de plâtre appelée « Placoplatre ».

La mise en œuvre de protections en plaques standard ou spéciales retarde l'élévation de la température de l'acier et assure la stabilité au feu des structures métalliques.

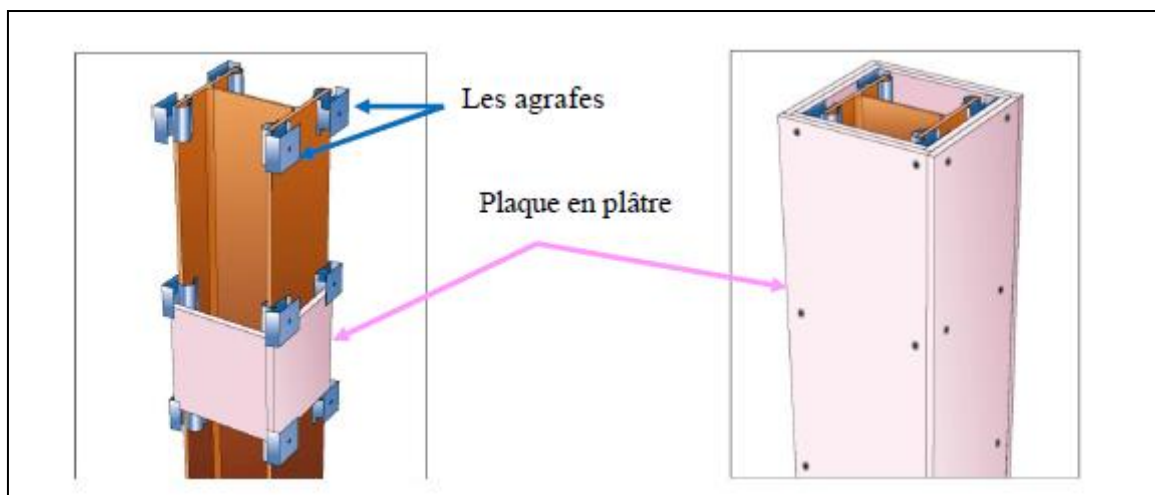


Figure XI-4 : Protection du profilé par plaque en plâtre.

D. Protection par plaques

Ces systèmes de protection (secs) incluent les systèmes à base de plaques composées de fibres minérales ou de vermiculite de fibre minérale. Ces plaques peuvent être collées sur le support ou bien vissées sur la structure ou sur d'autres plaques, sachant que ces produits sont fabriqués avec des épaisseurs fiables. Ils présentent une certaine souplesse d'installation, ils sont propres, causent peu de dommages aux constructions environnantes et offrent une bonne finition de surface.

On peut donc choisir la protection par les plaques appelée « PROMATECT » pour cette structure.

➤ Principe de montage

L'épaisseur des plaques est en fonction du :

- Degré de stabilité au feu.
- Type de profilé à protéger.
- L'exposition de profilé au feu.

Les plaques sont assemblées à joints décalés de 600 mm minimum entre deux faces perpendiculaires.

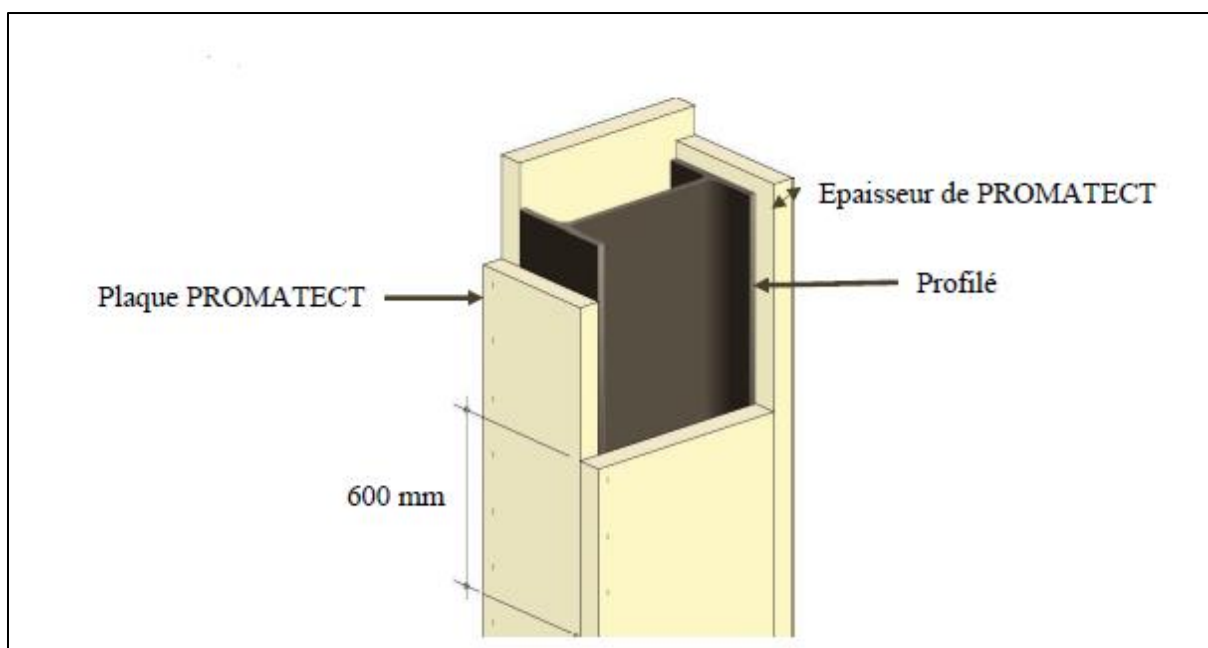
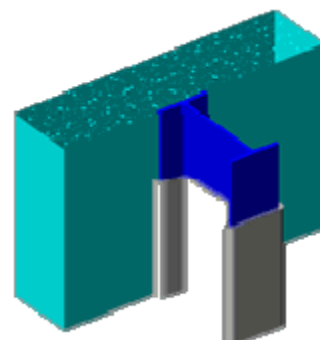


Figure XI-5: Protection du profilé par plaque PROMATECT.

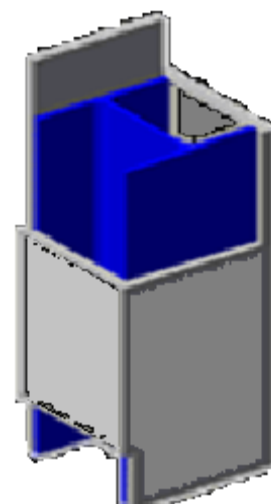
E. Flocage.

Il s'agit de l'application par projection d'un revêtement (base minérale) isolant la structure.



F. - Protection rigide.

Généralement apportée par la mise en place d'écrans rigides en plaques de plâtre ou d'une projection en béton ces écrans peuvent être réalisés de façon continue par la réalisation d'un bardage double peau désolidarisé.



XI.3 L'alarme anti-incendie

Les systèmes d'alarme incendie le plus souvent basés sur la détection de chaleur et/ou de fumée font en sorte que les occupants soient alertés à un stade précoce de l'incendie, de sorte que le temps disponible pour l'évacuation soit maximum. Les systèmes d'alarme incendie permettent une intervention rapide des services d'incendie, ce qui réduit le risque d'embrasement généralisé et l'étendue des dommages.

Afin qu'un incendie ne puisse pas se propager rapidement et pour la sécurité des occupants, l'installation d'une alarme anti-incendie reliée à des détecteurs de fumée est très importante. Cette alarme permet d'évacuer rapidement et d'intervenir le plus tôt possible.

CONCLUSION:

Les systèmes de protection les plus convenables contre la corrosion et contre le feu sont respectivement : la protection par peinture vue la fréquence et la facilité de son exécution, et par plaque PROMATECT pour une raison essentiellement esthétique.

Chapitre 12 :

Exercice 15 :

Vérification des éléments

VERIFICATION DES ELEMENTS

XII. Introduction

Le calcul de la structure a pour but de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres, etc.), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

XII.1 Modélisation de la structure

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement structure d'origine.

Plusieurs types d'approches sont possibles pour pouvoir apprécier le comportement du modèle :

- Modélisation par éléments finis
- Modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes

XII.2 Présentation du logiciel de calcul Robot :

On a fait appel pour la modélisation des structures étudiées dans ce PFE à un logiciel **Auto Desk Robot Structural Analysis Professional** qui est un programme graphique intégré pour la modélisation, l'analyse et la conception de divers types de structures. Il vous permet de créer une documentation pour la structure conçue et calculée.

Robot Structural Analysis Professional offre aux ingénieurs des outils avancés pour comprendre le comportement de tout type de structure et de vérifier la conformité au code.

XII.3 Etapes de la modélisation des structures sous Robot

1. Opter la préférence de l'affaire pour un système d'unité (KN/m)
2. Définition de la géométrie de base
3. Définition des matériaux et des sections
4. Définition des éléments
5. Définition des charges à appliquer
6. Définition du type d'analyse (les directions et les forces sismiques)
7. Définition des combinaisons de charge
8. Lancer l'analyse et le calcul
9. Vérifier les paramétrages de chaque élément (pièces ou familles)
10. Vérifications des éléments
11. Imprimer la note de calcul

➤ Combinaison de charge :

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons de charges, à introduire dans le calcul donné par le règlement parasismique algérien (RPA99 modifié 2003) et l'EUROCODE 3.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de la déformation de calculs sont :

Tableau XII-1 : combinaison de charge

ELU	ELS	Sismique
$1,35G + 1,5 Q$	$G + Q$	$G + Q + E$
$1,35G + 1,5 V$	-	$0,8 G + E$

Partie 1 : Vérifications des éléments HANGAR

Tableau XII-2: Profilés constituant le hangar

Pannes	IPE180
Lisses de bardages	UPN140
Potelets	IPE220
Membrures supérieure	2 CAE 70×70×7
Membrures inférieures	2 CAE 50×50×5
Diagonales	2 CAE45×45×5
Montant	2 CAE 45×45×5
Poteaux	HEA220
Poutres au vent	CAE 45×45×5
Palée de stabilité	CAE 45×45×5

Les résultats de vérifications des différents éléments structuraux et secondaires de l'ouvrage sont donnés comme suit :

XII.4 Vérification des poteaux

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 Poteau

PIECE: 1 Poteau_1

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

8.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 23 POTEaux P ELU (1+2+3+4)*1.35+8*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 220

h=21.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=53.70 cm ²	Az=20.67 cm ²	Ax=64.34 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5409.70 cm ⁴	Iz=1954.56 cm ⁴	Ix=28.58 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=568.46 cm ³	Wplz=270.59 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 44.55 kN	My _{Ed} = -12.22 kN*m	Mz _{Ed} = 12.80 kN*m	Vy _{Ed} = -67.53 kN
N _{c,Rd} = 1511.99 kN	My _{Ed,max} = -12.22 kN*m		Mz _{Ed,max} = 12.80 kN*m
	Vy _{T,Rd} = 541.54 kN		
Nb _{Rd} = 1027.03 kN	My _{c,Rd} = 133.59 kN*m	Mz _{c,Rd} = 63.59 kN*m	Vz _{Ed} = -51.89 kN
	MN _{y,Rd} = 133.59 kN*m	MN _{z,Rd} = 63.59 kN*m	Vz _{T,Rd} = 237.17 kN
			Tt _{Ed} = 1.97 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.000 m	Lam _y = 0.46
Lcr _y = 4.000 m	Xy = 0.90
Lamy = 43.62	kzy = 0.52



en z:

Lz = 8.000 m	Lam _z = 0.77
Lcr _z = 4.000 m	Xz = 0.68
Lamz = 72.57	kzz = 0.99

flambement par torsion:

Courbe,T=c	alfa,T=0.49
Lt=8.000 m	fi,T=0.93
Ncr,T=2564.29 kN	X,T=0.68
Lam _T =0.77	Nb,T,Rd=1031.67 kN

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=c	alfa,TF=0.49
Ncr,y=7007.65 kN	fi,TF=0.93
Ncr,TF=2564.29 kN	X,TF=0.68
Lam _{TF} =0.77	Nb,TF,Rd=1031.67 kN

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.56 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{bda,y} = 43.62 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \lambda_{bda,z} = 72.57 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\text{Min}(N_b, R_d, N_b, T, R_d, N_b, T, F, R_d) = 0.04 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL): *Non analysé*



Déplacements (REPÈRE GLOBAL):

$$v_x = 3.83 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 5.33 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 5 POTEaux ELS V (1+2+3+4+10)*1.00

$$v_y = 0.02 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 5.33 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 5 POTEaux ELS V (1+2+3+4+10)*1.00

Profil correct !!!

XII.5 Vérification des potelets

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 Potelets

PIECE: 213 Potelets_213
8.000 m

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 0.35 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 31 POTELETS V ELU (4+8+11)*1.35

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

$h=22.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=11.0$ cm	$A_y=22.89$ cm ²	$A_z=15.88$ cm ²	$A_x=33.37$ cm ²
$tw=0.6$ cm	$I_y=2771.84$ cm ⁴	$I_z=204.89$ cm ⁴	$I_x=9.11$ cm ⁴
$tf=0.9$ cm	$W_{ply}=285.41$ cm ³	$W_{plz}=58.11$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 65.99$ kN	$M_{y,Ed} = -7.33$ kN*m	$M_{z,Ed} = 16.71$ kN*m	$V_{y,Ed} = -3.16$ kN
$N_{c,Rd} = 784.19$ kN	$M_{y,Ed,max} = -7.33$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 17.29$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 301.55$ kN
$N_{b,Rd} = 60.27$ kN	$M_{y,c,Rd} = 67.07$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 13.66$ kN*m	$V_{z,Ed} = -2.01$ kN
	$MN_{y,Rd} = 67.07$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 13.66$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 211.47$ kN
			$T_{t,Ed} = -0.10$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 8.000$ m	$Lam_y = 0.93$
$L_{cr,y} = 8.000$ m	$X_y = 0.71$
$Lam_y = 87.78$	$k_{yy} = 1.20$

flambement par torsion:

Courbe,T=b	$\alpha_f, T=0.34$
$L_t=8.000$ m	$f_i, T=1.06$
$N_{cr,T}=907.50$ kN	$X, T=0.64$
$Lam_T=0.93$	$Nb, T, Rd=503.56$ kN



en z:

$L_z = 8.000$ m	$Lam_z = 3.44$
$L_{cr,z} = 8.000$ m	$X_z = 0.08$
$Lam_z = 322.86$	$k_{yz} = 282.07$

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b	$\alpha_f, TF=0.34$
$N_{cr,y}=897.65$ kN	$f_i, TF=1.06$
$N_{cr,TF}=907.50$ kN	$X, TF=0.64$
$Lam_{TF}=0.93$	$Nb, TF, Rd=503.56$ kN

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 1.24 > 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 87.78 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 322.86 > \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 1.09 > 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 357.32 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 3.28 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.09 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 5.33 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 POTELETS V ELS (4+11+8)*1.00

$$v_y = 3.29 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 5.33 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 POTELETS V ELS (4+11+8)*1.00

Profil instable !!!

Remarque : l'IPE 220 est instable, donc ne convient pas comme potelet. Robot nous propose HEA 200 que lui vérifie toutes les conditions.

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 Potelets

PIECE: 213 Potelets_213

POINT: 7

COORDONNEE: x = 0.03 L = 8.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 31 POTELETS V ELU (4+11)*1.35

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 200

$$h = 19.0 \text{ cm}$$

$$g_{M0} = 1.00$$

$$g_{M1} = 1.00$$

$$b = 20.0 \text{ cm}$$

$$A_y = 45.12 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 18.08 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 53.83 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.7 \text{ cm}$$

$$I_y = 3692.16 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1335.51 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 21.09 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 1.0 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 429.48 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 203.82 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = 12.69 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 0.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Ed} = 3.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{y,Ed} = -17.14 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 1265.01 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = 7.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Ed,max} = 36.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{y,c,Rd} = 612.18 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 322.83 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 100.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,c,Rd} = 47.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{z,Ed} = 0.60 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 100.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{N,z,Rd} = 47.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{z,c,Rd} = 245.30 \text{ kN}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.000 m Lam_y = 1.03
Lcr,y = 8.000 m Xy = 0.58
Lamy = 96.60 kzy = 0.52



en z:

Lz = 8.000 m Lam_z = 1.71
Lcr,z = 8.000 m Xz = 0.26
Lamz = 160.61 kzz = 1.02

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.07 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y,Ed} = 96.60 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 160.61 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.64 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.85 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPÈRE GLOBAL):

$v_x = 0.06 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 5.33 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 POTELETS V ELS (4+11+8)*1.00

$v_y = 1.52 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 5.33 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 POTELETS V ELS (4+11+8)*1.00

Profil correct !

XII.6 Vérifications des pannes

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 Panne

PIECE: 136 Panne_136
3.000 m

POINT: 4

COORDONNEE: x = 0.50 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 25 PANNES V+N ELU (1+2)*1.35+(9+12)*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm ²	Az=11.25 cm ²	Ax=23.95 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.81 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=166.41 cm ³	Wplz=34.60 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -1.35 kN	My,Ed = -9.72 kN*m	Mz,Ed = 0.59 kN*m	Vy,Ed = -0.03 kN
Nt,Rd = 562.83 kN	My,pl,Rd = 39.11 kN*m	Mz,pl,Rd = 8.13 kN*m	Vy,T,Rd = 219.85 kN
	My,c,Rd = 39.11 kN*m	Mz,c,Rd = 8.13 kN*m	Vz,Ed = 1.09 kN
	MN,y,Rd = 39.11 kN*m	MN,z,Rd = 8.13 kN*m	Vz,T,Rd = 152.64 kN
	Mb,Rd = 37.86 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 339.53 kN*m	Courbe,LT - a	XLT = 0.97
Lcr,low=1.000 m	Lam_LT = 0.34	fi,LT = 0.57	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.26 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL):
 $u_y = 0.53 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 30 PANNES V+N ELS (2+9+12)*1.00

 $u_z = 1.00 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 30 PANNES V+N ELS (2+9+12)*1.00

Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!
XII.1 Vérifications des lisses
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 LISSE

PIECE: 190 LISSE_190

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L = 6.000 \text{ m}$
CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 27 LISSES ELU $3*1.35+10*1.50$
MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$

PARAMETRES DE LA SECTION: L LON D UPN140
 $h=14.0 \text{ cm}$
 $gM0=1.00$
 $gM1=1.00$
 $b=6.0 \text{ cm}$
 $A_y=13.27 \text{ cm}^2$
 $A_z=9.97 \text{ cm}^2$
 $A_x=20.27 \text{ cm}^2$
 $tw=0.7 \text{ cm}$
 $I_y=604.67 \text{ cm}^4$
 $I_z=62.51 \text{ cm}^4$
 $I_x=5.25 \text{ cm}^4$
 $tf=1.0 \text{ cm}$
 $W_{ely}=86.38 \text{ cm}^3$
 $W_{elz}=14.73 \text{ cm}^3$
EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:
 $N_{y,Ed} = 0.52 \text{ kN}$
 $M_{y,Ed} = -3.66 \text{ kN*m}$
 $M_{z,Ed} = -1.16 \text{ kN*m}$
 $V_{y,Ed} = 1.16 \text{ kN}$
 $N_{c,Rd} = 476.33 \text{ kN}$
 $M_{y,Ed,max} = -3.66 \text{ kN*m}$
 $M_{z,Ed,max} = -1.16 \text{ kN*m}$
 $V_{y,T,Rd} = 179.41 \text{ kN}$
 $N_{b,Rd} = 109.76 \text{ kN}$
 $M_{y,c,Rd} = 20.30 \text{ kN*m}$
 $M_{z,c,Rd} = 3.46 \text{ kN*m}$
 $V_{z,Ed} = -3.30 \text{ kN}$
 $V_{z,T,Rd} = 134.93 \text{ kN}$
 $M_{b,Rd} = 11.46 \text{ kN*m}$
 $T_{t,Ed} = 0.01 \text{ kN*m}$

Classe de la section = 3


PARAMETRES DE DEVERSEMENT:
 $z = 0.00$
 $M_{cr} = 29.81 \text{ kN*m}$

Courbe,LT - d

 $X_{LT} = 0.56$
 $L_{cr,low}=3.000 \text{ m}$
 $\lambda_{m\_LT} = 0.83$
 $f_{i,LT} = 1.08$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.000 \text{ m}$
 $L_{cr,y} = 3.000 \text{ m}$
 $\lambda_{my} = 54.93$
 $\lambda_{my} = 0.58$
 $X_y = 0.79$
 $k_{yy} = 1.00$



en z:

$L_z = 3.000 \text{ m}$
 $L_{cr,z} = 3.000 \text{ m}$
 $\lambda_{mz} = 170.83$
 $\lambda_{mz} = 1.82$
 $X_z = 0.23$
 $k_{yz} = 1.00$

flambement par torsion:

Courbe, T=c
 $L_t = 3.000 \text{ m}$
 $N_{cr,T} = 1024.14 \text{ kN}$
 $\lambda_{mT} = 0.68$
 $\alpha_T = 0.49$
 $f_{iT} = 0.85$
 $X_T = 0.74$
 $N_{b,T,Rd} = 350.49 \text{ kN}$

flambement en flexion-torsion

Courbe, TF=c
 $N_{cr,y} = 1392.51 \text{ kN}$
 $N_{cr,TF} = 754.33 \text{ kN}$
 $\lambda_{mTF} = 0.79$
 $\alpha_{TF} = 0.49$
 $f_{i,TF} = 0.96$
 $X_{TF} = 0.67$
 $N_{b,TF,Rd} = 317.00 \text{ kN}$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed}/f_{yk})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed}/f_{yk})^2} = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_{yk}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_{yk}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 54.93 < \lambda_{my,max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 170.83 < \lambda_{mz,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.32 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.75 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 28 LISSES ELS (3+10)*1.00

$$u_z = 0.33 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 28 LISSES ELS (3+10)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!

XII.2 Vérification de 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: 5 Men SUP

PIECE: 6 Men SUP_6
9.998 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.98 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 33 MEN SUP V+N ELU 2*1.35+(9+12)*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 70x7

h=7.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=15.0 cm	Ay=9.80 cm ²	Az=8.82 cm ²	Ax=18.80 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=84.60 cm ⁴	Iz=199.30 cm ⁴	Ix=3.04 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wely=16.82 cm ³	Welz=26.57 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 31.96 kN	My,Ed = -0.07 kN*m	Mz,Ed = -4.70 kN*m	Vy,Ed = -33.34 kN
Nc,Rd = 441.80 kN	My,Ed,max = -0.87 kN*m	Mz,Ed,max = -4.70 kN*m	Vy,T,Rd = 132.96 kN
Nb,Rd = 399.82 kN	My,c,Rd = 3.95 kN*m	Mz,c,Rd = 6.24 kN*m	Vz,Ed = -3.99 kN
			Vz,T,Rd = 119.67 kN
			Tt,Ed = -0.42 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.000 m	Lam_y = 0.45
Lcr,y = 0.900 m	Xy = 0.90
Lamy = 42.43	kzy = 1.00



en z:

Lz = 1.000 m	Lam_z = 0.33
Lcr,z = 1.000 m	Xz = 0.95
Lamz = 30.71	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.83 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{z,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.83 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 42.43 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 30.71 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_z = 0.09 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 5.10 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 34 MEN SUP ELS (2+9+12)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

XII.1 Vérification de la membrure inférieure

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: 6 Men INF

PIECE: 7 Men INF_7

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 33 MEN SUP V+N ELU 2*1.35+(9+12)*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 50x7

h=5.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=11.0 cm

Ay=7.00 cm²

Az=6.30 cm²

Ax=13.12 cm²

tw=0.7 cm

Iy=29.22 cm⁴

Iz=81.18 cm⁴

Ix=2.13 cm⁴

tf=0.7 cm

Wely=8.32 cm³

Welz=14.76 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 20.56 kN

M_{y,Ed} = 0.10 kN*m

M_{z,Ed} = -0.45 kN*m

V_{y,Ed} = -0.16 kN

N_{c,Rd} = 308.32 kN

M_{y,el,Rd} = 1.96 kN*m

M_{z,el,Rd} = 3.47 kN*m

V_{y,T,Rd} = 94.97 kN

N_{b,Rd} = 308.32 kN

M_{y,c,Rd} = 1.96 kN*m

M_{z,c,Rd} = 3.47 kN*m

V_{z,Ed} = -0.07 kN

V_{z,T,Rd} = 85.48 kN

T_{t,Ed} = -0.00 kN*m

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:



PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

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

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{z,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.24 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

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

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

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.17 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 5.00 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 34 MEN SUP ELS (2+9+12)*1.00

$$u_z = 0.09 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 5.00 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 34 MEN SUP ELS (2+9+12)*1.00


Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé
Profil correct !!!
XII.2 Vérification des montants
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 Montant

PIECE: 12 Montant_12
0.000 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 35 POINÇON ELU V+N 2*1.35+(9+12)*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$

PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 45x5

$$h = 4.5 \text{ cm}$$

$$g_{M0} = 1.00$$

$$g_{M1} = 1.00$$

$$b = 10.0 \text{ cm}$$

$$A_y = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 8.60 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.5 \text{ cm}$$

$$I_y = 15.68 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 42.93 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 0.71 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 0.5 \text{ cm}$$

$$W_{ely} = 4.87 \text{ cm}^3$$

$$W_{elz} = 8.59 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = 22.27 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -0.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Ed} = -0.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{y,Ed} = -0.16 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 202.10 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = -0.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Ed,max} = -0.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{y,T,Rd} = 61.05 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 165.98 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,c,Rd} = 2.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{z,Ed} = 0.01 \text{ kN}$$

$$V_{z,T,Rd} = 54.95 \text{ kN}$$

$$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Classe de la section} = 3$$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.000 m Lam_y = 0.63
Lcr,y = 0.800 m Xy = 0.82
Lamy = 59.25 kzy = 1.00



en z:

Lz = 1.000 m Lam_z = 0.48
Lcr,z = 1.000 m Xz = 0.89
Lamz = 44.76 kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed}/f_y)^2 + 3(\tau_{z,Ed}/f_y)^2} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 59.25 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 44.76 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

XII.1 Vérification des diagonales

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: 8 Diagonal

PIECE: 10 Diagonal_10

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

2.550 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 DIAGONALE 2*1.35+(12+10)*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: DIA 2 CAE45x5

h=4.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=4.50 cm ²	Az=4.05 cm ²	Ax=8.61 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=15.68 cm ⁴	Iz=42.94 cm ⁴	Ix=0.71 cm ⁴
tf=0.5 cm	Wely=4.87 cm ³	Welz=8.59 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 5.23 kN M_{y,Ed} = 0.41 kN*m M_{z,Ed} = 0.13 kN*m V_{y,Ed} = -0.11 kN

Nc,Rd = 202.22 kN	My,Ed,max = 0.41 kN*m	Mz,Ed,max = -0.15 kN*m	Vy,T,Rd = 61.05 kN
Nb,Rd = 61.69 kN	My,c,Rd = 1.14 kN*m	Mz,c,Rd = 2.02 kN*m	Vz,Ed = 0.23 kN
			Vz,T,Rd = 54.95 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



Ly = 2.550 m Lam_y = 1.61
Lcr,y = 2.040 m Xy = 0.31
Lamy = 151.10 kzy = 0.98



Lz = 2.550 m	Lam_z = 1.22
Lcr,z = 2.550 m	Xz = 0.47
Lamz = 114.13	kzz = 0.98

flambement par torsion:

Courbe,T=b	alfa,T=0.34
Lt=2.550 m	fi,T=0.69
Ncr,T=726.63 kN	X,T=0.87
Lam T=0.53	Nb,T,Rd=176.30 kN

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b	alfa,TF=0.34
Ncr,y=136.93 kN	fi,TF=1.44
Ncr,TF=132.92 kN	X,TF=0.46
Lam TF=1.23	Nb,TF,Rd=93.09 kN

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.39 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{\text{Sig}, x, \text{Ed}^2 + 3 * \text{Tau}, y, \text{Ed}^2} / (f_y / gM0) = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

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

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 151.10 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 114.13 < Lambda,max = 210.00 STABLE

$$N_{\text{Ed}}/Min(N_b, R_d, N_b, T, R_d, N_b, T F, R_d) = 0.08 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{(X_{\text{min}} \cdot N_{\text{Rk}} / gM1)} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y, \text{Ed}, \text{max}}}{(X_{LT} \cdot M_{y, \text{Rk}} / gM1)} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z, \text{Ed}, \text{max}}}{(M_{z, \text{Rk}} / gM1)} = 0.43 < 1.00$$

$$N_{\text{,Ed}}/(X_{\text{min}} \cdot N_{\text{,Rk}}/\text{gM1}) + k_{zy} \cdot M_{y,\text{Ed,max}}/(X_{LT} \cdot M_{y,\text{Rk}}/\text{gM1}) + k_{zz} \cdot M_{z,\text{Ed,max}}/(M_{z,\text{Rk}}/\text{gM1}) = 0.44 < 1.00$$

Profil correct !!!

XII.2 Vérification des poutres au vent

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: 9 Poutre au vent

PIECE: 303 Poutre au vent_303 **POINT:** 1
0.000 m

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 poutre au vent N+ V (2+12+11)*1.35

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 45x5

h=4.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=4.5 cm	Ay=2.25 cm ²	Az=2.25 cm ²	Ax=4.30 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=7.84 cm ⁴	Iz=7.84 cm ⁴	Ix=0.35 cm ⁴
tf=0.5 cm	Wely=2.43 cm ³	Welz=2.43 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 18.99 kN	My,Ed = -2.52 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 101.05 kN	My,Ed,max = -2.52 kN*m	Mz,Ed,max = -0.01 kN*m	Vy,T,Rd = 30.49 kN
Nb,Rd = 2.49 kN	My,c,Rd = 0.57 kN*m	Mz,c,Rd = 0.57 kN*m	Vz,Ed = 1.73 kN
			Vz,T,Rd = 30.49 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 7.874 m	Lam_y = 6.21
Lcr,y = 7.874 m	Xy = 0.02
Lamy = 583.14	kyy = 1.00



en z:

Lz = 7.874 m	Lam_z = 6.21
Lcr,z = 7.874 m	Xz = 0.02
Lamz = 583.14	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 4.22 > 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{bda,y} = 583.14 > \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \lambda_{bda,z} = 583.14 > \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 9.40 > 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 9.40 > 1.00$$

(6.3.3.(4))

Profil instable !!!

Remarque : La cornière L 45×45×5 choisis est instable, donc ne convient pas comme poutre. Robot nous propose d'augmenter à une cornière L 65×65×5 qui elle vérifie toutes les conditions.

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: 9 Poutre au vent

PIECE: 303 Poutre au vent_303 **POINT:** 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 3.937 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 poutre au vent N+ V (2+12+11)*1.35

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 65x5

h=6.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.5 cm	Ay=3.25 cm ²	Az=3.25 cm ²	Ax=6.30 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=25.07 cm ⁴	Iz=25.07 cm ⁴	Ix=0.52 cm ⁴
tf=0.5 cm	Wey=5.31 cm ³	Welz=5.31 cm ³	
	Weff,y=5.31 cm ³	Weff,z=5.31 cm ³	Aeff=6.30 cm ²

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 6.66 kN	M _{y,Ed} = -0.62 kN*m	M _{z,Ed} = 0.01 kN*m	V _{y,Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 148.05 kN	M _{y,Ed,max} = -0.62 kN*m	M _{z,Ed,max} = 0.01 kN*m	V _{y,T,Rd} = 44.06 kN
N _{b,Rd} = 28.38 kN	M _{y,c,Rd} = 1.25 kN*m	M _{z,c,Rd} = 1.25 kN*m	V _{z,Ed} = -0.88 kN
			V _{z,T,Rd} = 44.06 kN
			T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 4



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 3.937 m	Lam _y = 2.10
L _{cr,y} = 3.937 m	X _y = 0.19
Lam _y = 197.36	k _{yy} = 1.07



en z:

L _z = 3.937 m	Lam _z = 2.10
L _{cr,z} = 3.937 m	X _z = 0.19
Lam _z = 197.36	k _{zz} = 1.02

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 197.36 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 197.36 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

XII.3 Vérification des palées de stabilité

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: 10 Pal de stabilité

PIECE: 299 Pal de stabilité _299 **POINT:** 7
10.000 m

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 PALLER DE STABI (2+8+11)*1.35

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 45x5

h=4.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=4.5 cm	Ay=2.25 cm ²	Az=2.25 cm ²	Ax=4.30 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=7.84 cm ⁴	Iz=7.84 cm ⁴	Ix=0.35 cm ⁴
tf=0.5 cm	Wely=2.43 cm ³	Welz=2.43 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 91.82 kN	My,Ed = 0.53 kN*m	Mz,Ed = -0.23 kN*m	Vy,Ed = 0.05 kN
Nc,Rd = 101.05 kN	My,Ed,max = 0.53 kN*m	Mz,Ed,max = 0.24 kN*m	Vy,T,Rd = 29.74 kN
Nb,Rd = 1.56 kN	My,c,Rd = 0.57 kN*m	Mz,c,Rd = 0.57 kN*m	Vz,Ed = 0.07 kN
			Vz,T,Rd = 29.74 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 10.000 m	Lam_y = 7.89
Lcr,y = 10.000 m	Xy = 0.02
Lamy = 740.59	kyy = 1.00



en z:

Lz = 10.000 m	Lam_z = 7.89
Lcr,z = 10.000 m	Xz = 0.02
Lamz = 740.59	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 1.68 > 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{bda,y} = 740.59 > \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \lambda_{bda,z} = 740.59 > \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 60.02 > 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 60.02 > 1.00$$

(6.3.3.(4))

Profil instable !!!

Remarque : La cornière L 45×45×5 choisis est instable, donc ne convient pas palées de stabilités . Robot nous propose d'augmenter a une corniere L 80×80×5 qui elle vérifie toutes les conditions.

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: 10 Pal de stabilité

PIECE: 299 Pal de stabilité _299 **POINT:** 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 PALLER DE STABI (2+8+11)*1.35

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 80x5

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=4.00 cm ²	Az=4.00 cm ²	Ax=7.79 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=48.11 cm ⁴	Iz=48.11 cm ⁴	Ix=0.65 cm ⁴
tf=0.5 cm	Wely=8.24 cm ³	Welz=8.24 cm ³	
	Weff,y=8.24 cm ³	Weff,z=8.24 cm ³	Aeff=7.79 cm ²

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 15.37 kN	M _{y,Ed} = 0.02 kN*m	M _{z,Ed} = 0.01 kN*m	V _{y,Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 183.06 kN	M _{y,Ed,max} = -0.05 kN*m	M _{z,Ed,max} = 0.01 kN*m	V _{y,T,Rd} = 54.27 kN
N _{b,Rd} = 33.90 kN	M _{y,c,Rd} = 1.94 kN*m	M _{z,c,Rd} = 1.94 kN*m	V _{z,Ed} = -0.01 kN
			V _{z,T,Rd} = 54.27 kN
			T _{t,Ed} = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 4



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 5.000 \text{ m}$
 $L_{cr,y} = 5.000 \text{ m}$
 $\lambda_{my} = 201.20$
 $\lambda_{my} = 2.14$
 $X_y = 0.19$
 $k_{yy} = 0.67$



en z:

$L_z = 5.000 \text{ m}$
 $L_{cr,z} = 5.000 \text{ m}$
 $\lambda_{mz} = 201.20$
 $\lambda_{mz} = 2.14$
 $X_z = 0.19$
 $k_{zz} = 0.76$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 201.20 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 201.20 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!

Partie 2 : Vérifications des éléments Bâtiment

Tableau XII-3 : profilés constituant le Bâtiment

poteau	HEA 500
Poutre principale	IPE 550
Poutre secondaire	IPE 270
Solive	IPE 220
Contreventement	2 CAE 50×50×5

XII.1 Vérification des poteaux

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: 1 Poteau

PIECE: 1 Poteau_1
2.000 m

POINT: 4

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 29 Poteaux $(1+7+8+27)*1.35+(9+10)*1.50$

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.000 \text{ MPa}$


PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500

$h=49.000 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.000 \text{ cm}$	$A_y=150.738 \text{ cm}^2$	$A_z=74.718 \text{ cm}^2$	$A_x=197.538 \text{ cm}^2$
$tw=1.200 \text{ cm}$	$I_y=86974.800 \text{ cm}^4$	$I_z=10367.100 \text{ cm}^4$	$I_x=336.000 \text{ cm}^4$
$tf=2.300 \text{ cm}$	$W_{ply}=3949.080 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1058.530 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 474.398 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 1.904 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -15.700 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 23.453 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 4642.143 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 7.918 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = -62.607 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 2045.159 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 4642.143 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 928.034 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 248.755 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 3.007 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 928.034 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 248.755 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 1013.750 \text{ kN}$
	$Mb,Rd = 928.034 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$Tt,Ed = -0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 120804.456 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 1.00$
$L_{cr,upp}=1.000 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.09$	$fi,LT = 0.47$	$XLT,mod = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 1.000 \text{ m}$
 $L_{cr,y} = 1.000 \text{ m}$
 $\lambda_{my} = 4.77$
 $\lambda_{my} = 0.05$
 $X_y = 1.00$
 $k_{zy} = 0.34$



en z:

$L_z = 1.000 \text{ m}$
 $L_{cr,z} = 0.500 \text{ m}$
 $\lambda_{mz} = 6.90$
 $\lambda_{mz} = 0.07$
 $X_z = 1.00$
 $k_{zz} = 0.62$

flambement par torsion:

$\text{Courbe}, T=b$
 $L_t = 1.000 \text{ m}$
 $N_{cr,T} = 243246.539 \text{ kN}$
 $\lambda_{mT} = 0.14$
 $\alpha_T = 0.34$
 $f_{iT} = 0.50$
 $X_T = 1.00$
 $N_{b,T,Rd} = 4642.143 \text{ kN}$

flambement en flexion-torsion

$\text{Courbe}, TF=b$
 $N_{cr,y} = 1802654.425 \text{ kN}$
 $N_{cr,TF} = 243246.539 \text{ kN}$
 $\lambda_{mTF} = 0.14$
 $\alpha_{TF} = 0.34$
 $f_{i,TF} = 0.50$
 $X_{TF} = 1.00$
 $N_{b,TF,Rd} = 4642.143 \text{ kN}$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{my} = 4.77 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 6.90 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$
 $N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.1)$
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.22 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$

Cas de charge décisif: 33 Poteau $(1+7+8+9+10+27) \cdot 1.00$

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$

Cas de charge décisif: 33 Poteau $(1+7+8+9+10+27) \cdot 1.00$

Profil correct !!!

XII.2 Vérification des poutres principales

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: 2 Poutre Principale

PIECE: 9 Poutre_9

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

10.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 28 PP (7+27+1)*1.35+10*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550

h=55.000 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.000 cm	Ay=82.512 cm ²	Az=72.341 cm ²	Ax=134.416 cm ²
tw=1.110 cm	Iy=67116.500 cm ⁴	Iz=2667.580 cm ⁴	Ix=118.400 cm ⁴
tf=1.720 cm	Wply=2787.210 cm ³	Wplz=400.548 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -34.749 kN	My,Ed = -366.259 kN*m	Mz,Ed = -0.371 kN*m	Vy,Ed = 0.567 kN
Nt,Rd = 3158.776 kN	My,pl,Rd = 654.994 kN*m	Mz,pl,Rd = 94.129 kN*m	Vy,T,Rd = 1047.686 kN
	My,c,Rd = 654.994 kN*m	Mz,c,Rd = 94.129 kN*m	Vz,Ed = -190.854 kN
	MN,y,Rd = 654.994 kN*m	MN,z,Rd = 94.129 kN*m	Vz,T,Rd = 941.353 kN
	Mb,Rd = 654.994 kN*m		Tt,Ed = -1.450 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 20797.559 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 1.00
Lcr,low=1.000 m	Lam_LT = 0.18	fi,LT = 0.50	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.32 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.56 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 5.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 PP (7+27+10+1)*1.00

$u_z = 0.8 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 5.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 PP (7+27+10+1)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

XII.1 Vérifications des poutres secondaires

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: 3 Poutre Secondaire

PIECE: 15 Poutre_15

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 24 ACC3 (1+7+10)*1.00+12*1.20

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.000 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: PS-R IPE 270

h=27.000 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=13.500 cm

Ay=31.451 cm²

Az=22.138 cm²

Ax=45.945 cm²

tw=0.660 cm

Iy=5789.780 cm⁴

Iz=419.869 cm⁴

Ix=14.930 cm⁴

tf=1.020 cm

Wply=484.035 cm³

Wplz=96.953 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = -2.624 kN

M_{y,Ed} = -59.599 kN*m

M_{z,Ed} = 1.775 kN*m

V_{y,Ed} = 0.592 kN

N_{t,Rd} = 1079.707 kN

M_{y,pl,Rd} = 113.748 kN*m

M_{z,pl,Rd} = 22.784 kN*m

V_{y,T,Rd} = 426.719 kN

M_{y,c,Rd} = 113.748 kN*m

M_{z,c,Rd} = 22.784 kN*m

V_{z,Ed} = 27.300 kN

M_{N,y,Rd} = 113.748 kN*m

M_{N,z,Rd} = 22.784 kN*m

V_{z,T,Rd} = 300.363 kN

M_{b,Rd} = 62.512 kN*m

T_{t,Ed} = 0.000 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00

M_{cr} = 82.842 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.53

L_{cr,low}=6.000 m

Lam_LT = 1.17

f_{i,LT} = 1.31

XLT,mod = 0.55

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.35 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 PP (7+27+10+1)*1.00

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 PP (7+27+10+1)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

XII.1 Vérification des solives

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: 4 Solive

PIECE: 20 Poutre_20

POINT: 4

COORDONNEE: x = 0.50 L =

3.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 26 Solive 2*1.35+34*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.000 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

h=22.000 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=11.000 cm

Ay=22.892 cm²

Az=15.881 cm²

Ax=33.370 cm²

tw=0.590 cm

Iy=2771.840 cm⁴

Iz=204.886 cm⁴

Ix=8.860 cm⁴

tf=0.920 cm

Wply=285.426 cm³

Wplz=58.112 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 0.013 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 48.460 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{c,Rd} = 784.207 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 67.075 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 13.656 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{b,Rd} = 784.207 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 67.075 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 13.656 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$M_{N,y,Rd} = 67.075 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 13.656 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 31 solive (34+2)*1.00

$$u_z = 2.2 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 31 solive (34+2)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

XII.1 Vérification des Contreventement

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: 4 Contreventement

PIECE: 203 Barre_203
0.000 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 24 ACC3 (1+7+10)*1.00+12*1.20

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 260

h=26.000 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.000 cm	Ay=27.663 cm ²	Az=26.223 cm ²	Ax=48.063 cm ²
tw=1.000 cm	Iy=4823.140 cm ⁴	Iz=317.384 cm ⁴	Ix=23.750 cm ⁴
tf=1.400 cm	Wply=442.319 cm ³	Wplz=91.840 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -17.665 kN	My _{Ed} = 2.270 kN*m	Mz _{Ed} = 0.060 kN*m	Vy _{Ed} = 0.092 kN
N _{t,Rd} = 1129.476 kN	My _{pl,Rd} = 103.945 kN*m	Mz _{pl,Rd} = 21.582 kN*m	Vy _{T,Rd} = 375.189 kN
	My _{c,Rd} = 103.945 kN*m	Mz _{c,Rd} = 21.582 kN*m	Vz _{Ed} = -0.571 kN
	MN _{y,Rd} = 103.920 kN*m	MN _{z,Rd} = 21.577 kN*m	Vz _{T,Rd} = 355.694 kN
	Mb _{Rd} = 66.097 kN*m		Tt _{Ed} = 0.002 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 205.540 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.64
Lcr,upp=4.272 m	Lam_LT = 0.71	fi,LT = 0.95	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !

Chapitre 13 :

Exercice 13 :

Assemblage

Assembly

XIII. Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

XIII.1 Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

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

XIII.2 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage
-

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

- Le fonctionnement par obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraint dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnant en cisaillement.

- Le fonctionnement par adhérence : dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

XIII.3 Précaution constructive

Il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte, au travers de l'assemblage la transmission parfaite des forces doit être parfaite afin de ne pas créer des efforts ou des moments secondaires parasites.

XIII.4 Les assemblages :

Pour le calcul et vérification des assemblages, nous allons utiliser le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2019 qui nous permettra de vérifier automatiquement les différents assemblages

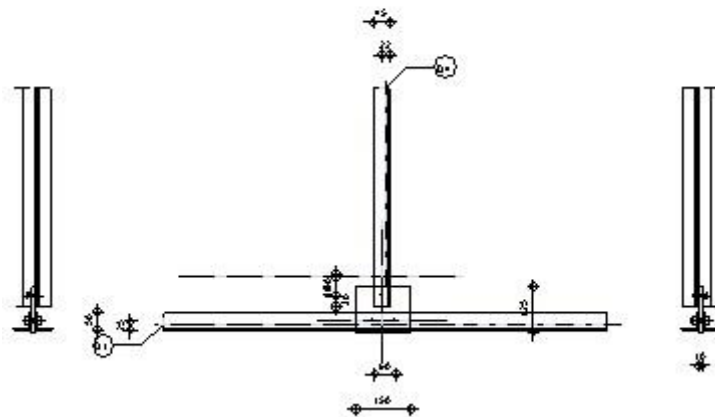
Partie 01 : Assemblage Hangar

XIII.1 Assemblage de la ferme

XIII.1.1 Membrure inferieure-montant

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,01

D1 = 2 CAE 50x7
D2 = 2 CAE 45x5



Général

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
Noeud de la structure: 329
Barres de la structure: 122, 122, 124,

Géométrie

Barres

		Barre 1-2		Barre 4			
Barre N°:		122		124			
Profilé:		2 CAE 50x7		2 CAE 45x5			
	h	50		45			mm
	b _f	50		45			mm
	t _w	7		5			mm

		Barre 1-2		Barre 4			
	t_f	7		5			mm
	r	7		7			mm
	A	13,12		8,60			cm ²
Matériau:		S 235		S 235			
	f_y	235,00		235,00			MPa
	f_u	360,00		360,00			MPa
Angle	α	0,0		90,0			Deg
Longueur	l	10,000		10,000			m

Boulons

Barre 1-2

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 10$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 11$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,58$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 0,79$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60 [mm]
 $e_2 = 25$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon
 $d = 8$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 9$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,37$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 0,50$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 240,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 1$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons [mm]

$e_1 = 30$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 22$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = -80$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Gousset

$l_p = 150$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 125$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage

$v_1 = 0$ [mm] Grugeage

$h_2 = 0$ [mm] Grugeage

$v_2 = 0$ [mm] Grugeage

$h_3 = 0$ [mm] Grugeage

$v_3 = 0$ [mm] Grugeage

$h_4 = 0$ [mm] Grugeage

$v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres $(-5; -88)$

$e_v = 150$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 80$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_0 = 130$ [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: S 235

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas: 23: POTEAUX P ELU $(1+2+3+4) * 1.35 + 8 * 1.50$

$N_{b1,Ed} = 69,92$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 70,28$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -0,07$ [kN] Effort axial

Résultats

Barre 1-2

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 44,54$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 100,8$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,76$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,76 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 76,36$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 0,81$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $0,81 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 23,28$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,30$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,30 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 21,50$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$e = 10$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -0,00$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$F_{NSd} = -0,18$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} = -0,06$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = -0,18$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -0,06$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 0,19$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 23,28$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 21,50$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -0,18 < 23,28$	vérifié (0,01)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -0,06 < 21,50$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$0,19 < 44,54$	vérifié (0,00)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_2 = 0,70$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 6,56$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 5,79$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f1}$
$N_{u,Rd} = 116,73$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 138,74$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0,9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ 0,5 * N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -0,18 < 116,73$	vérifié (0,00)
$ 0,5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -0,18 < 138,74$	vérifié (0,00)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 1,36$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 5,84$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 98,96$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0,5 * f_{tu} * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0,5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -0,18 < 98,96$	vérifié (0,00)

Barre 4

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 19,30$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 57,60$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,81$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,81 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 46,93$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 53,33$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 57,60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$e = 9$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0,00$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = -0,07$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = 0,00$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = -0,07$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$e = 9$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{Ed} = 0,07$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = 53,33$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 46,93$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -0,07 < 53,33$	vérifié	(0,00)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 46,93$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$0,07 < 19,30$	vérifié	(0,00)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{u,Rd} = 50,40$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = [2*(e_2 - 0.5*d_0)*t_{f4}*f_{u4}]/\gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 90,95$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = (0.9*A*f_{y4})/\gamma_{M2}$

$ 0.5*N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -0,04 < 50,40$	vérifié	(0,00)
$ 0.5*N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -0,04 < 90,95$	vérifié	(0,00)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 0,92$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 1,28$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 30,62$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$

$ 0.5*N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -0,04 < 30,62$	vérifié	(0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,01

XIII.1.2 Assemblage Membrane supérieure - Membrane inférieure



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

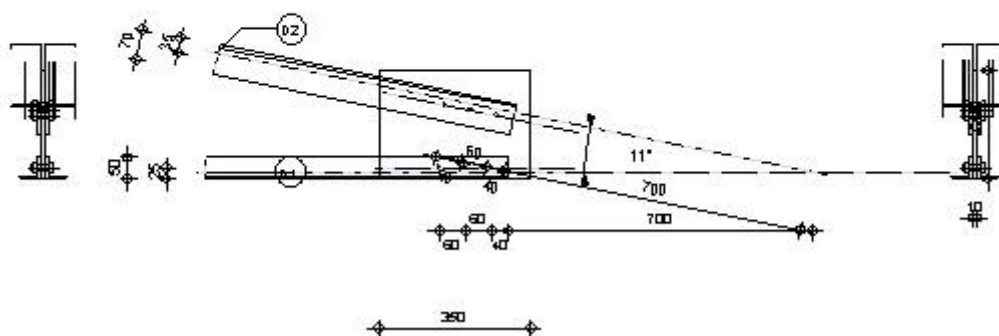
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,47

D1 - 2 CAE 50x7

D2 - 2 CAE 70x7



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 326
 Barres de la structure: 122, 121,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2			
Barre N°:		122	121			
Profilé:		2 CAE 50x7	2 CAE 70x7			
	h	50	70			mm
	b _f	50	70			mm
	t _w	7	7			mm
	t _f	7	7			mm
	r	7	9			mm
	A	13,12	18,80			cm ²
Matériau:		S 235	S 235			
	f _y	235,00	235,00			MPa
	f _u	360,00	360,00			MPa
Angle	α	-0,0	168,7			Deg
Longueur	l	0,000	0,000			m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

d = 12 [mm] Diamètre du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 25$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 700$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 35$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 700$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 350$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 250$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-825; 110)

$e_v = 15$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 1000$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 Matériau: S 235
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 23: POTEAUX P ELU (1+2+3+4)*1.35+8*1.50

$N_{b1,Ed} = 74,82$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -40,81$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 86,86$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 120,9$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,64$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,64 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 77,54$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 1,53$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $1,53 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 52,9$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,38$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,38 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 33,23$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 10$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 0,76$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$F_{NSd} = 24,94$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{MSd} = 6,33$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$F_{x,Ed} = 24,94$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 6,33$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 25,73$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 52,90$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rdz} = 33,23$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|24,94| < 52,90$ **vérifié**

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|6,33| < 33,23$ **vérifié**

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$ $25,73 < 86,86$ **vérifié**

$$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$$

$$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$$

$$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$$

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,67$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 6,56 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f1}$
$N_{u,Rd} = 108,90 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 138,74 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 37,41 < 108,90$	vérifié (0,34)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 37,41 < 138,74$	vérifié (0,27)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,29 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 8,92 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{eff,Rd} = 139,74 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{eff,Rd}$	$ 37,41 < 139,74$	vérifié (0,27)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 86,86 \text{ [kN]}$	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 120,96 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,90$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,90 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 108,55 \text{ [kN]}$	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 86,40 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 86,40 \text{ [kN]}$	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 15$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$M_0 = -0,62$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b2,Ed} * e$	
$F_{NSd} = 13,60$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$	
$F_{MSd} = -5,20$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$	
$F_{x,Ed} = 13,60$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$	
$F_{z,Ed} = -5,20$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$	
$F_{Ed} = 14,56$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{Rdx} = 86,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 86,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -13,60 < 86,40$	vérifié	(0,16)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -5,20 < 86,40$	vérifié	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$14,56 < 86,86$	vérifié	(0,17)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,67$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]	
$A = 9,40$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière		
$A_{net} = 8,49$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{r2}$	
$N_{u,Rd} = 163,63$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$	
$N_{pl,Rd} = 198,81$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y2}) / \gamma_{M2}$	
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -20,40 < 163,63$	vérifié	(0,12)
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -20,40 < 198,81$	vérifié	(0,10)

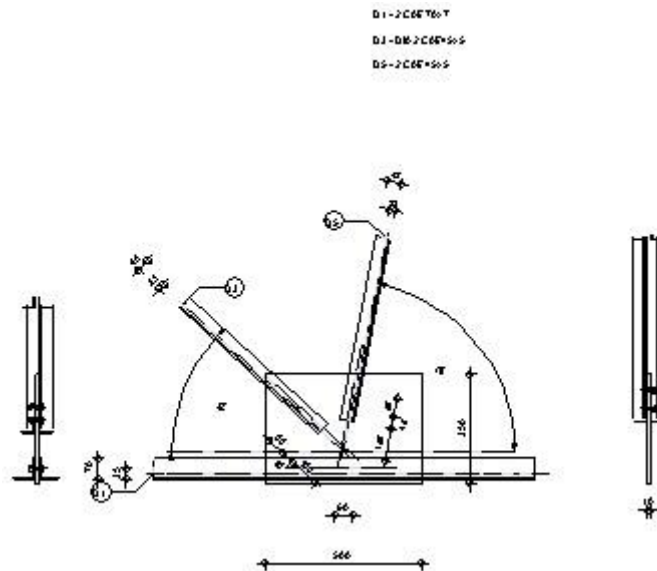
VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,99$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 8,92$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 149,82$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -20,40 < 149,82$	vérifié	(0,14)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,47

XIII.1.3 Assemblage Membrure - Supérieur - Diagonal - Montant

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	OK Ratio 0,34



Général

Assemblage N°: 6

Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis

Noeud de la structure: 334

Barres de la structure: 121, 121, 129, 128,

Géométrie

Barres

		Barre 1-2		Barre 3	Barre 5		
Barre N°:		121		129	128		
Profilé:		2 CAE 70x7		DIA 2 CAE 45x5	2 CAE 45x5		
Matériau:		S 235		S 235	S 235		
	f_y	235,00		235,00	235,00		MPa
	f_u	360,00		360,00	360,00		MPa
Angle	α	-0,0		42,3	78,7		Deg
Longueur	1	10,198		1,500	2,915		m

Boulons

Barre 1-2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 10$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 11$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60 [mm]
 $e_2 = 35$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 10$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 11$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 23$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 5

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 10$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 11$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 23$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Gousset

$l_p = 500$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 350$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;75)

$e_v = 100$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 250$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_0 = 70$ [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: S 235

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas: 23: POTEaux P ELU (1+2+3+4)*1.35+8*1.50

$N_{b1,Ed} = 169,44$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = 203,47$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = 38,47$ [kN] Effort axial
 $N_{b5,Ed} = -37,38$ [kN] Effort axial

Résultats

Barre 1-2

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

$F_{x,Ed} = -17,02$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = -8,67$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 19,10$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 58,90$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 32,10$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-17,02 < 58,90$	vérifié	(0,29)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$-8,67 < 32,10$	vérifié	(0,27)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$19,10 < 60,32$	vérifié	(0,32)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{u,Rd} = 173,98$ [kN] Résistance de calcul de la section nette [3.10.3]

$N_{pl,Rd} = 198,81$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [3.10.3]

$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$-17,02 < 173,98$	vérifié	(0,10)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$-17,02 < 198,81$	vérifié	(0,09)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$V_{effRd} = 109,04$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -17,02 < 109,04$	vérifié	(0,16)

Barre 3

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

$F_{x,Ed} = 19,24$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = 6,22$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 20,22$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 72,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 49,09$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$19,24 < 72,00$	vérifié	(0,27)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$6,22 < 49,09$	vérifié	(0,13)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$20,22 < 60,32$	vérifié	(0,34)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{u,Rd} = 75,65$ [kN] Résistance de calcul de la section nette [3.10.3]

$N_{pl,Rd} = 91,00$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [3.10.3]

$|0.5 \cdot N_{b3,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $19,24 < 75,65$ **vérifié** (0,25)

$|0.5 \cdot N_{b3,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $19,24 < 91,00$ **vérifié** (0,21)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$V_{effRd} = 68,89$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$|0.5 \cdot N_{b3,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|19,24| < 68,89$ **vérifié** (0,28)

Barre 5

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

$F_{x,Ed} = -18,69$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = -6,05$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 19,64$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 72,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 49,09$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ $-18,69 < 72,00$ **vérifié** (0,26)

$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ $-6,05 < 49,09$ **vérifié** (0,12)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$ $19,64 < 60,32$ **vérifié** (0,33)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{u,Rd} = 75,60$ [kN] Résistance de calcul de la section nette [3.10.3]

$N_{pl,Rd} = 90,95$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [3.10.3]

$|0.5 \cdot N_{b5,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $-18,69 < 75,60$ **vérifié** (0,25)

$|0.5 \cdot N_{b5,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $-18,69 < 90,95$ **vérifié** (0,21)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$V_{effRd} = 68,89$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$|0.5 \cdot N_{b5,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|-18,69| < 68,89$ **vérifié** (0,27)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,34

XIII.1.4 Membrure Inferieure –Deux Diagonale – Montant



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

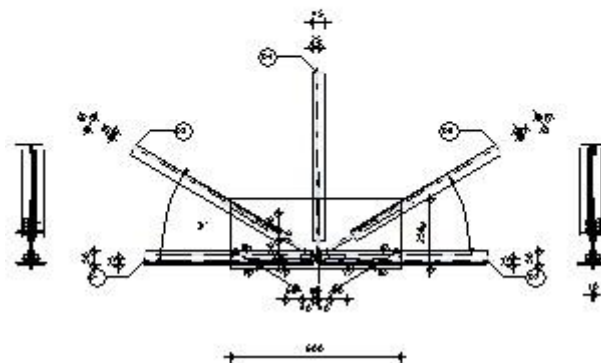
Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,30

D1 - 2 CAE 560 T
D2 - 2 CAE 560 T
D3 - 2 CAE 50 S
D4 - 2 CAE 50 S
D5 - 2 CAE 50 S



GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	Barre 5	
Profilé:		2 CAE 50x7	2 CAE 50x7	2 CAE 45x5	2 CAE 45x5	2 CAE 45x5	
Matériau:		S 235	S 235	S 235	S 235	S 235	
	f_y	235,00	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
	f_u	360,00	360,00	360,00	360,00	360,00	MPa
Angle	α	0,0	0,0	31,0	90,0	31,0	Deg

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

d = 12 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon

f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e₂ = 25 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c = 10 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 25$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 10$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 25$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 150$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 25$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 50$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 5

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 25$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 150$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 250$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage

$h_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0,75)

$e_v =$	50	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H =$	300	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_0 =$	20	[mm]	Distance axe membrure hor.
Matériau:	S 235		
$f_y =$	235,00	[MPa]	Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} =$	38,58	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	38,58	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	38,58	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} =$	38,58	[kN]	Effort axial
$N_{b5,Ed} =$	38,58	[kN]	Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} =$	19,29	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} =$	6,52	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} =$	20,36	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} =$	86,40	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} =$	43,98	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	19,29 < 86,40		vérifié	(0,22)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	6,52 < 43,98		vérifié	(0,15)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	20,36 < 86,86		vérifié	(0,23)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} =$	106,39	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} =$	138,74	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	19,29 < 106,39		vérifié	(0,18)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	19,29 < 138,74		vérifié	(0,14)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILEMENT DE BLOC

$V_{effRd} =$	95,10	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	19,29 < 95,10		vérifié	(0,20)

BARRE 2

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 19,29$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} = 6,52$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} = 20,36$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 86,40$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 43,98$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$19,29 < 86,40$	vérifié (0,22)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$6,52 < 43,98$	vérifié (0,15)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$20,36 < 86,86$	vérifié (0,23)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 106,39$	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 138,74$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$19,29 < 106,39$	vérifié (0,18)
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$19,29 < 138,74$	vérifié (0,14)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 95,10$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 19,29 < 95,10$	vérifié (0,20)

BARRE 3

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 19,29$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} = 7,85$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} = 20,83$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 86,40$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 44,31$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$19,29 < 86,40$	vérifié (0,22)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$7,85 < 44,31$	vérifié (0,18)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$20,83 < 86,86$	vérifié (0,24)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 68,73$	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 90,95$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$19,29 < 68,73$	vérifié (0,28)
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$19,29 < 90,95$	vérifié (0,21)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 64,33$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 19,29 < 64,33$	vérifié (0,30)

BARRE 4

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 19,29$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} = 7,85$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} = 20,83$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 86,40$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 44,31$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$19,29 < 86,40$	vérifié (0,22)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$7,85 < 44,31$	vérifié (0,18)

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$19,29 < 86,40$	vérifié	(0,22)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$20,83 < 86,86$	vérifié	(0,24)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 68,73$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 90,95$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ 0.5*N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$19,29 < 68,73$	vérifié (0,28)
$ 0.5*N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$19,29 < 90,95$	vérifié (0,21)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 64,33$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0.5*N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 19,29 < 64,33$	vérifié (0,30)

BARRE 5

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 19,29$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} = 7,85$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} = 20,83$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 86,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 44,31$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$19,29 < 86,40$	vérifié (0,22)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$7,85 < 44,31$	vérifié (0,18)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$20,83 < 86,86$	vérifié (0,24)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 68,73$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 90,95$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ 0.5*N_{b5,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$19,29 < 68,73$	vérifié (0,28)
$ 0.5*N_{b5,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$19,29 < 90,95$	vérifié (0,21)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 64,33$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0.5*N_{b5,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 19,29 < 64,33$	vérifié (0,30)

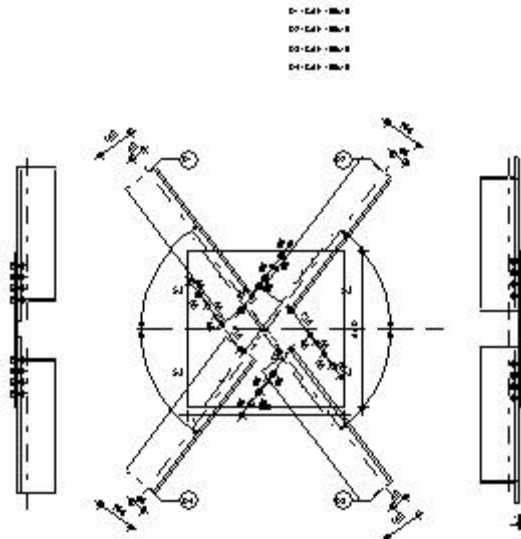
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,30

XIII.2 Assemblage des éléments de contreventement

XIII.2.1 Palée de stabilité

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	 Ratio 0,64
	Calcul de l'assemblage au gousset	
	NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
Noeud de la structure: 1
Barres de la structure: 23, 11, 22, 3,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Barre N°:		23	11	22	3		
Profilé:		CAE 160x15	CAE 160x15	CAE 160x15	CAE 160x15		
Matériau:		S 235	S 235	S 235	S 235		
	f_y	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f_u	360,00	360,00	360,00	360,00		MPa
Angle	α	53,1	53,1	53,1	53,1		Deg
Longueur	l	0,000	0,000	0,000	0,000		m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8

Classe du boulon

d = 12 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon

f_{yb} = 640,00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 900,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 4 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 60$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 130$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 640,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 900,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 4$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 60$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 130$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 640,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 900,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 4$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 60$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 130$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 640,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 900,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 4$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 60$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 130$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 23: POTEAUX P ELU $(1+2+3+4) \cdot 1.35 + 8 \cdot 1.50$

$N_{b1,Ed} =$	70,95	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	-119,29	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	68,15	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} =$	-119,82	[kN]	Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} =$	17,74	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} =$	5,36	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} =$	18,53	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} =$	86,40	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} =$	86,40	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	17,74 < 86,40		vérifié	(0,21)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	5,36 < 86,40		vérifié	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	18,53 < 48,86		vérifié	(0,38)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} =$	850,17	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} =$	974,17	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	70,95 < 850,17		vérifié	(0,08)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	70,95 < 974,17		vérifié	(0,07)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} =$	557,10	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	70,95 < 557,10		vérifié	(0,13)

BARRE 2

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} =$	-29,82	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} =$	-9,00	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} =$	31,15	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} =$	86,40	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} =$	86,40	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	-29,82 < 86,40		vérifié	(0,35)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	-9,00 < 86,40		vérifié	(0,10)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	31,15 < 48,86		vérifié	(0,64)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} =$	850,17	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} =$	974,17	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]

$N_{u,Rd} = 850,17$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		[3.10.3]
$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$-119,29 < 850,17$	vérifié	(0,14)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$-119,29 < 974,17$	vérifié	(0,12)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 557,10$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -119,29 < 557,10$	vérifié	(0,21)

BARRE 3

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 17,04$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$F_{z,Ed} = 5,14$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		
$F_{Ed} = 17,80$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 86,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 86,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$17,04 < 86,40$	vérifié	(0,20)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$5,14 < 86,40$	vérifié	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$17,80 < 48,86$	vérifié	(0,36)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 850,17$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 974,17$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[3.10.3]
$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$68,15 < 850,17$	vérifié	(0,08)
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$68,15 < 974,17$	vérifié	(0,07)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 557,10$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 68,15 < 557,10$	vérifié	(0,12)

BARRE 4

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = -29,95$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$F_{z,Ed} = -9,04$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		
$F_{Ed} = 31,29$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 86,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 86,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-29,95 < 86,40$	vérifié	(0,35)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$-9,04 < 86,40$	vérifié	(0,10)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$31,29 < 48,86$	vérifié	(0,64)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 850,17$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 974,17$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[3.10.3]
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$-119,82 < 850,17$	vérifié	(0,14)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$-119,82 < 974,17$	vérifié	(0,12)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 557,10$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -119,82 < 557,10$	vérifié	(0,22)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,64

XIII.2.2 Poutre au vent



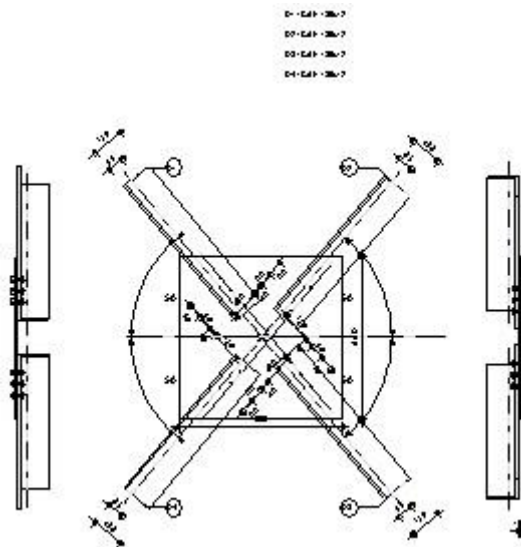
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,37



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Profilé:		CAE 130x12	CAE 130x12	CAE 130x12	CAE 130x12		
Matériau:		S 235	S 235	S 235	S 235		
	f_y	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f_u	360,00	360,00	360,00	360,00		MPa
Angle	α	50,2	50,2	50,2	50,2		Deg

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 12 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 65$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 120$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 10$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 11$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 65$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 120$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 65$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 120$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 10$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 11$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60; 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 65$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 120$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 27,35$	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} = 27,35$	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} = 27,35$	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} = 27,35$	[kN]	Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 9,12$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = 6,52$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 11,21$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 86,40$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 86,40$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$9,12 < 86,40$	vérifié	(0,11)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$6,52 < 86,40$	vérifié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$11,21 < 43,43$	vérifié	(0,26)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 547,57$ [kN] Résistance de calcul de la section nette [3.10.3]

$N_{pl,Rd} = 633,87$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [3.10.3]

$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$27,35 < 547,57$	vérifié	(0,05)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$27,35 < 633,87$	vérifié	(0,04)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 308,67$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 27,35 < 308,67$	vérifié	(0,09)

BARRE 2

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 9,12$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = 6,52$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 11,21$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 72,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 72,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$9,12 < 72,00$	vérifié	(0,13)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$6,52 < 72,00$	vérifié	(0,09)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$11,21 < 30,16$	vérifié	(0,37)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 577,58$	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 633,87$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$27,35 < 577,58$	vérifié	(0,05)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$27,35 < 633,87$	vérifié	(0,04)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 318,54$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 27,35 < 318,54$	vérifié	(0,09)

BARRE 3

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 9,12$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} = 6,52$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} = 11,21$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 86,40$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 86,40$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$9,12 < 86,40$	vérifié	(0,11)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$6,52 < 86,40$	vérifié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$11,21 < 43,43$	vérifié	(0,26)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 547,57$	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 633,87$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$27,35 < 547,57$	vérifié	(0,05)
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$27,35 < 633,87$	vérifié	(0,04)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 308,67$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 27,35 < 308,67$	vérifié	(0,09)

BARRE 4

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

$F_{x,Ed} = 9,12$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} = 6,52$	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Ed} = 11,21$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 72,00$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 72,00$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$9,12 < 72,00$	vérifié	(0,13)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$6,52 < 72,00$	vérifié	(0,09)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$11,21 < 30,16$	vérifié	(0,37)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 577,58$	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	[3.10.3]
$N_{pl,Rd} = 633,87$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[3.10.3]
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$27,35 < 577,58$	vérifié	(0,05)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$27,35 < 633,87$	vérifié	(0,04)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 318,54$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]
 $|N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|27,35| < 318,54$ **vérifié** (0,09)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,37

XIII.3 Assemblages poteau- fondation

Ces Assemblages généralement désignés par les termes « pieds de poteaux » ont pour fonction essentielle de transmettre aux fondations les charges verticales et horizontales exercés sur le bâtiment. Par ailleurs, selon la rigidité que le concepteur leur donne, ces assemblages participent à la stabilité et à la souplesse de l'ensemble de l'ouvrage.

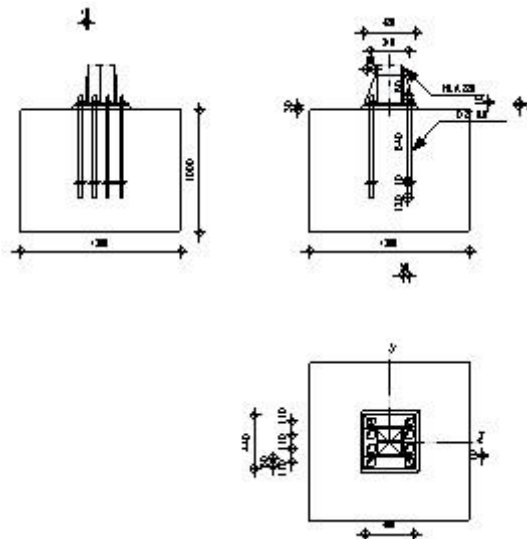
➤ Plaque d'assise :

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assise capable de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante de tel sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison fj.

XIII.3.1 Assemblage pied de poteau encastré

L'encastrement des poteaux métallique avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tige d'ancrage.

	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 0,67



GENERAL

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 325

Barres de la structure: 118

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 220

Barre N°: 118

$L_c = 8,000$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 210$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 220$ [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
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 64,34$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 5409,70$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 420$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 440$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.6 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 360,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 27$ [mm] Diamètre du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 310$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 110; 110$ [mm]

RAIDISSEUR

$l_s = 400$ [mm] Longueur

$h_s = 220$ [mm] Hauteur

$t_s = 10$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1300$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1300$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 6$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 6$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 6: DIAGONALE $2 \cdot 1.35 + (12+10) \cdot 1.50$

$N_{j,Ed} = -5,29$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -6,71$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = 61,80$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = -77,17$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = -0,30$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$c = 38$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $F_{c,Rd,n} = 3583,83$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 1314,69$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 1217,18$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} = 321,59$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 244$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = 1316,32$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
 $M_{c,Rd,z} = 279,79$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,z} = 230$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,z} = 1216,47$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
 $N_{j,Rd} = 3583,83$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y} = 1314,69$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{C,Rd,y}, F_{C,fc,Rd,z})$$

$F_{C,Rd,z} = 1216,47$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$M_{j,Rd,y} = 115,51$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,67 < 1,00$	vérifié	(0,67)
$M_{j,Rd,z} = 93,11$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,67 < 1,00$	vérifié	(0,67)

CISAILLEMENT

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

$F_{1,vb,Rd,y} = 307,24$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 307,24$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 91,24$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 15,64$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 244,51$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} = 300,19$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 294,46$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 1,59$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

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

$V_{j,Rd,y} = 126,69$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)

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

$V_{j,Rd,z} = 126,69$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,49 < 1,00$ **vérifié** (0,49)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,54 < 1,00$ **vérifié** (0,54)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_d = 4,47$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 41,48$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 62,75$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 108,77$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,46 < 1,00$ **vérifié** (0,46)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 32,79$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 32,79$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -1,29$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 5,21$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,80$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,13 < 1,00$ **vérifié** (0,13)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0,18 < 1,00$ **vérifié** (0,18)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0,16 < 1,00$ **vérifié** (0,16)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 0,00$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 52,29$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 0,00$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,80$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,25 < 1,00$ **vérifié** (0,25)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	85,63	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	85,63	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	66,55	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	206,43	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,57 < 1,00 vérifié (0,57)				

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} =$	19	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y} =$	20	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,93		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	31962,27	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	42601,39	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	22	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,z} =$	20	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,55		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	122889,79	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	15392,16	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

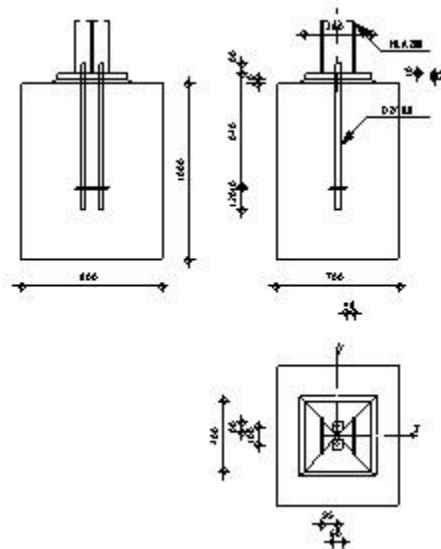
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,67

XIII.3.2 **Assemblage Pied du poteau articulé (Potelets)**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul du Pied de Poteau articulé	
	Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB	
	Design Guide: Design of fastenings in concrete	
		Ratio 0,34



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé
 Noeud de la structure: 362
 Barres de la structure: 213

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 200
 Barre N°: 213
 $L_c = 8,000$ [m] Longueur du poteau
 Matériau: S 235

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 380$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 400$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 Classe = 6.6 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 360,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

Classe =	6 . 6	Classe de tiges d'ancrage
$f_{ub} =$	600,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	27 [mm]	Diamètre du boulon
$n =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_v =$	100 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	700 [mm]	Longueur de la semelle
$B =$	800 [mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1000 [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30

$f_{ck} =$	25,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30 [mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	4 [mm]	Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: 27: LISSES ELU $3 \times 1.35 + 10 \times 1.50$

$N_{j,Ed} =$	1,86 [kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	0,02 [kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-20,93 [kN]	Effort tranchant

RESULTATS

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{t,Rd,s1} =$	168,54 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,s2} =$	137,70 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} =$	$\min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} =$	137,70 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$F_{t,Rd,p} =$	818,35 [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$N_{Rk,c}^0 =$	160,3 [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$F_{t,Rd,c} =$	62,72 [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$N_{Rk,c}^0 =$	728,59 [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$F_{t,Rd,sp} =$	71,08 [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} =$	$\min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$		
$F_{t,Rd} =$	62,72 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction	

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{t,pl,Rd} = 125,44$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

$F_{t,wc,Rd} = 256,45$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 125,44$ [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)

CISAILLEMENT

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

$F_{1,vb,Rd,y} = 437,12$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 437,12$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 91,24$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 30,85$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 125,44$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} = 150,45$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 172,69$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

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

$V_{j,Rd,y} = 61,69$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)

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

$V_{j,Rd,z} = 61,69$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,34 < 1,00$	vérifié	(0,34)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,34 < 1,00$	vérifié	(0,34)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 0,29$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 0,29$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 0,01$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = -15,39$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,80$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,34

Partie 02 : Assemblage Bâtiment

XIII.1 Assemblage Poteau – Poutre

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine qui relie la semelle de la poutre avec la semelle du poteau, avec une file verticale de boulons.



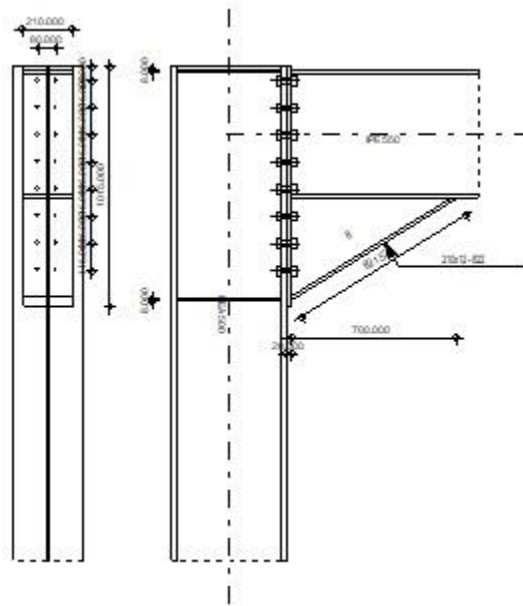
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,48



Général

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 2
 Barres de la structure: 1, 9

Géométrie

Poteau

Profilé:	HEA 500		
Barre N°:	1		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{yc} =$	235,000	[MPa]	Résistance

Poutre

Profilé:	IPE 550
Barre N°:	9
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235
$f_{yb} =$	235,000 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20,000 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 8.8	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	158,760 [kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	59,000 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement		
$e_i =$	80,000 [mm]	
Entraxe $p_i =$	115,000;115,000;115,000;115,000;115,000;115,000;115,000 [mm]	

Platine

$h_p =$	1015,000 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	210,000 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20,000 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235	
$f_{yp} =$	235,000 [MPa]	Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	210,000 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12,000 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	430,000 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8,000 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	700,000 [mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	31,6 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235	
$f_{ybu} =$	235,000 [MPa]	Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} =$	444,000 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144,000 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8,000 [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235	
$f_{ysu} =$	235,000 [MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	444,000 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144,000 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8,000 [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235	
$f_{ysu} =$	235,000 [MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	8,000 [mm]	Soudure âme
$a_r =$	8,000 [mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8,000 [mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	8,000 [mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 28: PP (7+27+1) * 1.35+10*1.50

$M_{b1,Ed} =$	272,516	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	164,295	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	31,803	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

$N_{tb,Rd} =$	3158,776	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]
$V_{cb,Rd} =$	1448,236	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq$	1,0		0,11 < 1,00	vérifié (0,11)
$M_{b,pl,Rd} =$	654,994	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	1115,63	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	1156,87	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} =$	740,250	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

$V_{wp,Ed} =$	289,225	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} =$	933,557	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq$	1,0		0,31 < 1,00	vérifié (0,31)
$F_{c,wc,Rd} =$	1133,013	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'assemblage à la traction

$F_{t,Rd} =$	158,760	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} =$	325,720	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$N_{j,Rd} =$	Min ($N_{tb,Rd}$, $n_v n_h F_{t,Rd}$, $n_v n_h B_{p,Rd}$)			
$N_{j,Rd} =$	2540,160	[kN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq$	1,0		0,01 < 1,00	vérifié (0,01)

Résistance de l'assemblage à la flexion

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	923,958	217,508	317,520	217,508	317,520	416,282	317,520	651,441
2	808,958	190,436	317,520	217,508	317,520	416,282	317,520	651,441
3	693,958	163,364	317,520	217,508	317,520	416,282	317,520	651,441
4	578,958	136,292	317,520	217,508	317,520	416,282	317,520	651,441
5	463,958	32,650	317,520	217,508	317,520	416,282	317,520	651,441
6	348,958	–	317,520	217,508	317,520	416,282	317,520	651,441
7	233,958	–	317,520	217,508	317,520	416,282	317,520	651,441
8	118,958	–	317,520	217,508	317,520	416,282	317,520	651,441

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$			
$M_{j,Rd} = 562,447$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,48 < 1,00$	vérifié	(0,48)

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Rd} = 1688,998$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,10 < 1,00$	vérifié	(0,10)

Résistance des soudures

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$79,887 < 360,000$	vérifié	(0,22)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$75,755 < 360,000$	vérifié	(0,21)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$39,943 < 259,200$	vérifié	(0,15)

Rigidité de l'assemblage

$S_{j,ini} = 238708,946$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale		[6.3.1.(4)]
$S_j = 238708,946$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale		[6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 112755,720$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide		[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 7047,233$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé		[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE			

Composant le plus faible:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Remarques

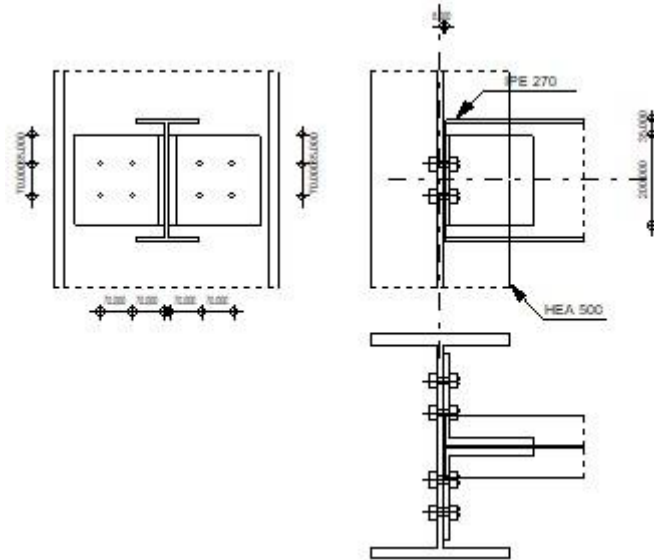
Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.	$9,717$ [mm] < $10,000$ [mm]
Pince du boulon trop grande.	$151,000$ [mm] > $120,000$ [mm]
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	$8,000$ [mm] < $11,100$ [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	$12,000$ [mm] < $17,200$ [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio $0,48$

XIII.2 Assemblage Angle de portique

L'assemblage se fait à l'aide de cornières qui relie l'âme de la poutre IPE 270 avec l'âme du poteau HEA 500.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	OK Ratio 0,59



Général

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)

Noeud de la structure: 2

Barres de la structure: 1, 15

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 500

Barre N°: 1

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

Poutre

Profilé: IPE 270

Barre N°: 15

Matériau: S 235

$f_{db} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

Cornière

Profilé: CAE 200x16

Matériau: S 235

$f_{dk} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

Boulons

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$d = 16,000$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

Soudures

$a_{ab} = 5,000$ [mm] Soudures assemblant la cornière à la poutre

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas: 24: ACC3 $(1+7+8+9+10) * 1.00 + 12 * 1.20$

$N_{b,Ed} = 1,041$ [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 0,024$ [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 44,631$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau - cornière

$F_{x,Ed} = 0,005$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 0,008$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 0,009$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 138,240$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 138,240$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$0,005 < 138,240$	vérifié	(0,00)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0,008 < 138,240$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$0,008 < 115,812$	vérifié	(0,00)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$79,835 < 135,648$	vérifié	(0,59)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 0,009$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,42 < 1,00$	vérifié	(0,42)

Résistance des soudures

Soudures d'angle entre la cornière et la poutre

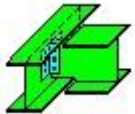
$\tau = 102,255$ [MPa] Contrainte résultante

$\tau \leq f_{vw,d}$	$102,255 < 207,846$	vérifié	(0,49)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,59

XIII.3 Assemblage Poutre – Solive

L'assemblage se fait à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la poutre IPE 550 avec l'âme de la solive IPE 220 .



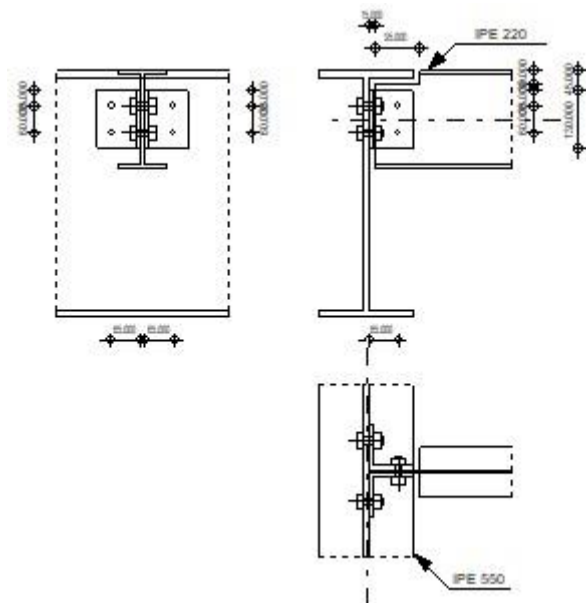
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,62



Général

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 54
 Barres de la structure: 9, 37

Géométrie

Poutre principale

Profilé: IPE 550
 Barre N°: 9
 Matériau: S 235
 $f_{yg} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

Poutre

Profilé: IPE 220
 Barre N°: 37
 Matériau: S 235
 $f_{db} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

Encoche de la poutre

$h_1 = 30,000$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0,000$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 95,000$ [mm] Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé: CAE 100x10

Matériau: S 235

$f_{dk} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

Boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9

Classe du boulon

$d = 16,000$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 1$

Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$

Nombre de rangées des boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8

Classe du boulon

$d = 16,000$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 1$

Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$

Nombre de rangées des boulons

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$

Coefficient de sécurité partiel

[2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$

Coefficient de sécurité partiel

[2.2]

Efforts

Cas: 36: Solive 34*1.35+35*1.50

$N_{b,Ed} = -0,003$ [kN]

Effort axial

$V_{b,Ed} = 32,351$ [kN]

Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 0,065$ [kN*m]

Moment fléchissant

Résultats

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

$F_{x,Ed} = 18,318$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 8,088$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 20,024$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 74,667$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon

[Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 74,667$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon

[Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ 18,318 < 74,667

vérifié

(0,25)

$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ 8,088 < 74,667

vérifié

(0,11)

$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$ 8,088 < 115,812

vérifié

(0,17)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ 19,563 < 135,648

vérifié

(0,14)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{V,Ed} = 20,024$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{V,Ed}/F_{V,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$

0,28 < 1,00

vérifié

(0,28)

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre

$F_{x,Ed} = 39,128$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		
$F_{z,Ed} = 16,175$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		
$F_{Ed} = 42,340$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 62,933$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 58,528$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$39,128 < 62,933$	vérifié	(0,62)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$16,175 < 58,528$	vérifié	(0,28)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$16,175 < 77,208$	vérifié	(0,55)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

Cornière

$V_{effRd} = 129,701$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ 0.5*V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 16,175 < 129,701$	vérifié	(0,12)

Poutre

$V_{effRd} = 101,275$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 32,351 < 101,275$	vérifié	(0,32)

Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$0.9*(A_t/A_{t,net}) \leq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	$0,012 > 0,008$	vérifié	
$(f_y/f_u)*A_v \leq A_{v,net}$	$8,000 < 9,400$	vérifié	
$V_{pl,Rd} = 176,381$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		[6.2.6 (2)]
$ 0.5*V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 16,175 < 176,381$	vérifié	(0,09)

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

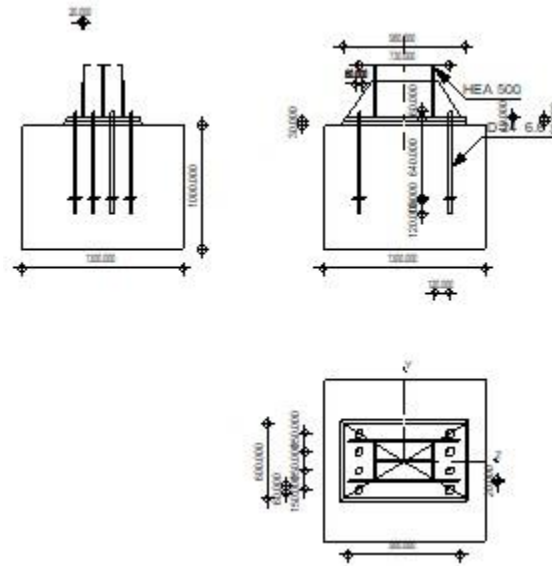
$A_t = 5,605$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 4,543$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	$0,73 < 0,82$		
$W_{net} = 33,218$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 7,806$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$	
$ M_o \leq M_{c,Rdnet}$	$ 2,348 < 7,806$	vérifié	(0,30)
$A_v = 11,210$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		
$A_{v,net} = 9,086$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_o$	
$V_{pl,Rd} = 152,094$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$	
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 32,351 < 152,094$	vérifié	(0,21)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,62

XIII.4 Assemblage pied de poteau encastré

L'encastrement des poteaux métallique avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tige d'ancrage.

	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	OK Ratio 0,48



Général

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 1
 Barres de la structure: 1

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 500
 Barre N°: 1
 $L_c = 4,000$ [m] Longueur du poteau
 Matériau: S 235

Platine de prescellement

$l_{pd} = 980,000$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 600,000$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25,000$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ypd} = 235,000$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 360,000$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6 . 6	Classe de tiges d'ancrage
f_{yb} =	360,000 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
f_{ub} =	600,000 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
d =	24,000 [mm]	Diamètre du boulon
n_H =	2	Nombre de colonnes des boulons
n_V =	4	Nombre de rangées des boulons
Ecartement e_{Hi} =	730,000 [mm]	
Entraxe e_{Vi} =	150,000; 150,000 [mm]	

Raidisseur

l_s =	900,000 [mm]	Longueur
h_s =	300,000 [mm]	Hauteur
t_s =	20,000 [mm]	Epaisseur
d_1 =	20,000 [mm]	Grugeage
d_2 =	20,000 [mm]	Grugeage

Coefficients de matériau

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel
γ_C =	1,50	Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

L =	1300,000 [mm]	Longueur de la semelle
B =	1300,000 [mm]	Largeur de la semelle
H =	1000,000 [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	C20/25		
f_{ck} =	20,000	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t_g =	30,000 [mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g}$ =	12,000 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d}$ =	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

a_p =	6,000 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
a_s =	4,000 [mm]	Raidisseurs

Efforts

Cas: 24: ACC3 (1+7+8+9+10) *1.00+12*1.20

$N_{j,Ed}$ =	-383,959 [kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y}$ =	12,088 [kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z}$ =	30,534 [kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y}$ =	-40,828 [kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z}$ =	40,630 [kN*m]	Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

c =	56,998 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
f_{jd} =	26,667 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n}$ =	9471,373 [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y}$ =	3002,113 [kN]	Résistance du béton à la flexion M_y	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z}$ =	3501,780 [kN]	Résistance du béton à la flexion M_z	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} = 2831,534$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 612,448$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = 4623,303$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$M_{c,Rd,z} = 1602,355$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 320,000$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = 5007,358$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 9471,373$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 3002,113$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{c,Rd,z} = 3501,780$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
$M_{j,Rd,y} = 473,899$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,09 < 1,00$	vérifié	(0,09)
$M_{j,Rd,z} = 446,085$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,09 < 1,00$	vérifié	(0,09)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,18 < 1,00$	vérifié	(0,18)

Cisaillement

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

$F_{1,vb,Rd,y} = 415,385$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z} = 432,000$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 72,093$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm} = 22,412$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 131,788$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} = 125,872$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = 183,955$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 115,188$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 294,483$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 294,483$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,10 < 1,00$	vérifié	(0,10)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,14 < 1,00$	vérifié	(0,14)

Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_d =$	6,162	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	26,187	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	19,945	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	35,091	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,15 < 1,00	vérifié (0,15)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	24,188	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	24,188	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	1,713	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	1,548	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) 0,09 < 1,00 vérifié (0,09)				
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,13 < 1,00 vérifié (0,13)				
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,07 < 1,00 vérifié (0,07)				

Soudures verticales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,000	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,000	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	99,726	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,000	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,48 < 1,00 vérifié (0,48)				

Soudures horizontales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	51,598	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	51,598	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	63,016	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	150,207	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,42 < 1,00 vérifié (0,42)				

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} =$	26,684	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y} =$	7,670	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	2,100	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,20		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	1050928,971	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	1369853,100	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} =$	40,602	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,z} =$	15,899	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	2,100	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,59		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	436557,141	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	163281,825	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,48

Chapitre 14 :

Chapitre 14 :

Etudes des fondations

Etudes des fondations

XIV. Introduction

Les Fondations sont les éléments plus résistants de la structure, tel qu'elles transmettent les Charges de la superstructure.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles Reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondation dépend essentiellement :

- ◆ La valeur de la contrainte admissible du sol.
- ◆ La distance entre axes des poutres.
- ◆ La charge transmise au sol.
- ◆ La raison économique. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Il existe trois (03) types de fondation :

➤ **Fondations superficielles :**

- Semelle isolée sous poteau ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
- Semelle filante continue sous mur ;
- Radiers généraux.

➤ **Fondations semi-profonde:**

- Semelle sous puits.

➤ **Fondations profondes:**

- Semelle sous pieux ;
- Semelle sous parois moulées.

XIV.1 Choix de type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de ces facteurs suivants en tenant compte de la sécurité et de l'économie :

- La capacité portante du sol d'assise ;
- La nature et le poids de la superstructure ;
- Le taux de charges transmises ;
- La distance entre axe des poteaux ;
- L'environnement.

Pour le cas de ce PFE on choisit les semelles isolées, ce choix fera l'objet de différentes vérifications.

Le choix de type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité d'exécution.

XIV.2 Pré-dimensionnement des fondations

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons données Selon le B.A.E.L 91:

- E L S : $G + Q$
- E L U : $1,35G + 1,5Q$
- Sismique : $G + Q + 1.2E$

En tenant compte de la nature du sol, le type du projet et l'ensemble des résultats laboratoire nous avons :

- Des fondations superficielles ancrées à environ 1,5 m de profondeur
- La contrainte admissible du sol est estimée à 2,50 bar.
- $\delta_{sol} = 2,50 \text{ bar} = 0,250 \text{ Mpa} = 25000 \text{ dan/m}^2 = 250 \text{ KN/m}^2$

Partie 01 : Fondation Hangar

Tableau XIV-1: Charges a prendre en considération dans le calcul des fondations

	$N_{sd}(KN)$	$V_{sd}(KN)$	$M_{sd}(KN.m)$
ELS	96,30	66,75	17,27
ELU	139,52	97,98	25,45

XIV.2.1 Dimensionnement de la semelle

A. Détermination des dimensions de la semelle

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \frac{N_{sd}}{\delta_{sol}}} \\ B = \frac{b}{a} \times A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N_{sd}}{\delta_{sol}}} \end{cases}$$

Nous avons : $\begin{cases} a = 21 \text{ cm} \\ b = 22 \text{ cm} \end{cases}$

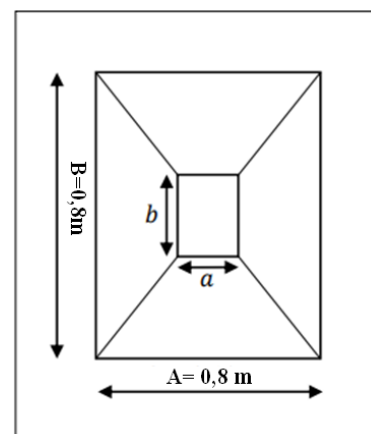


Figure XIV-1: Dimensionnement de la semelle

Donc :

- $B \geq 0,76 \text{ m}$
- $A \geq 0,7 \text{ m}$

Nous allons opter pour une semelle de dimension $(1,00 \times 1,00 \text{ m}^2)$

Remarque : Le choix des dimensions d'A et B s'est appuyé sur les caractéristiques géométriques introduit dans le logiciel robot lors de l'assemblage du pied poteau (voir annexes)

D. Détermination de d et h

$h = d + 50 \text{ mm} \geq d_{\min}$ (Art 4.19 RPA99/2003)

Avec:

$$d = \max\left(\frac{B - b}{4}; \frac{A - a}{4}\right)$$

$$d = \max\left(\frac{130 - 22}{4}; \frac{130 - 21}{4}\right)$$

$$d = \max = (27; 27,25)$$

$$d = 27,25 \text{ cm} < d_{\min} = 40 \text{ cm}$$

Donc : $h = 40 + 5$

$h = 45 \text{ cm}$

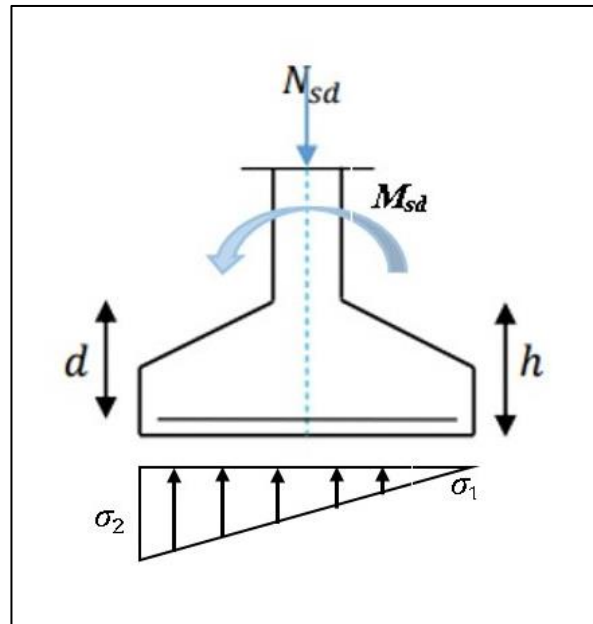


Figure XIV-2: Contraintes agissantes sur la semelle

A. Vérification des contraintes :

La vérification de contraintes doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{moy} = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}\right) < \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\text{Poids propre} = 1,30 \times 1,30 \times 0,45 \times 25 = 19,01 \text{ KN}$$

$$p_{\text{ser}} = 96,30 + 19,01$$

$$p_{\text{ser}} = 115,31 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{p_{\text{ser}}} = \frac{17,25}{115,31} = 0,14 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0,21 \text{ m}.$$

Note : Le moment induit par l'effort normal excentré peu être négligé.

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0,23m^4$$

➤ A l'Etat limite ultime

$$\sigma_1 = \frac{139,52}{1,3^2} + \frac{25,45}{0,23} \times 0,65 = 154,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{139,52}{1,3^2} - \frac{25,45}{0,23} \times 0,65 = 10,63 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{moy} = \left(\frac{3 \times 154,48 + 10,63}{4} \right) = 118,51 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ A l'Etat limite de service

$$\sigma_1 = \frac{96,30}{1,3^2} + \frac{17,27}{0,23} \times 0,65 = 105,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{96,30}{1,3^2} - \frac{17,27}{0,23} \times 0,65 = 8,17 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{moy} = \left(\frac{3 \times 105,78 + 8,17}{4} \right) = 81,37 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

E. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera au l'états limites ultime:

➤ A l'état limite ultime À l'ELU :

La formule est donnée comme suite :

$$Nu = \sigma_{moy} \times A \times B = 118,51 \times 1,30 \times 1,30 = 200,28 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{N_u (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{200,28 \times (130 - 22)}{8 \times 40 \times 347,83 \times 10^{-1}}$$

$$A_u = 1,94 \text{ cm}^2$$

➤ À l'état limite de service l'ELS :

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$N_u = \sigma_{moy} \times A \times B = 81,37 \times 1,30 \times 1,30 = 137,51 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n \cdot f_{c28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6 \times 25}\right) = \min(266,66; 695,7)$$

$$\sigma_{st} = 266,66 \text{ Mpa}$$

n : Coefficient de fissuration, $n = 1,6$.

$$A_s = \frac{137,51 \times (80 - 21)}{8 \times 40 \times 266,66 \cdot 10^{-1}}$$

$$A_s = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_s = 0,95 \text{ cm}^2 ; A_u = 1,94 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} = 1,19 \text{ cm}^2$$

F. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \left(\frac{f_{tj}}{f_e}\right) B \cdot d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400}\right) 130 \times 40 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{st} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour un ferrailage (voir annexe)

$$A_{st} = 6,28 \text{ cm}^2 = 6 \text{ HA12} = 6,79 \text{ cm}^2$$

G. Détermination de la hauteur du patin :

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(6 \times 1,2 + 6 \text{ cm} = 13,2 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

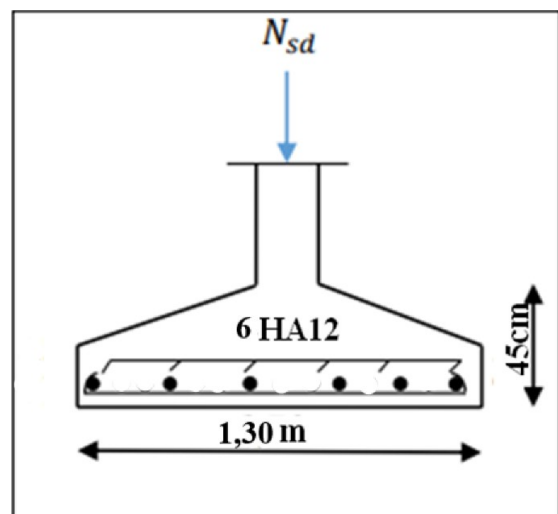


Figure XIV-3: ferrailage des semelles isolées

XIV.2.2 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

Pour un sol de type S3 (sol meuble) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont de 25 cm x 30 cm. (RPA99 chapitre V10.1.1b)

A. Vérification de la résistance à la traction

➤ Vérification à l'état limite ultime

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$\text{à : } F = \max\left(\frac{N}{\alpha} ; 20\right) \text{ KN}$$

Avec :

- N : Effort normal maximal ;
- α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré S3
- $\alpha = 10$ (RPA99, V – 10.1.1b)

$$F = \max\left(\frac{139,52}{10} = 13,9 \text{ kN} ; 20\right)$$

Dans le calcul qui suit le ferraillage se fera avec $F = 20 \text{ KN}$

H. Calcul du ferraillage

➤ Armatures longitudinales en traction simple

$$A_{stU} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20000}{347,83} = 5,74 \text{ mm}^2 = 0,57 \text{ cm}^2$$

➤ Ferraillage minimum selon le RPA99/Version 2003

Le RPA exige un ferraillage minimum $A_{st} = 0,6\%$ de la section

$$A_{min} = 0,6\%(25 \times 30)$$

$$A_{min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

Nous avons donc :

$$A_{st} = \max(2 \times A_{min} ; A_s)$$

$$A_{st} = \max(2 \times 0,57 = 1,14 ; 4,5)$$

$$A_{st} = 4,5 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferraillage de $4HA12 = 4,52 \text{ mm}^2$ (voir annexes)

I. Condition de non fragilité

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$A_{st} > 0,23 bxd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 25 \frac{2,1}{400} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,23 bxd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

J. Calcul des armatures transversales

La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 10; \frac{250}{10}\right) = \min(9,38; 10; 25) = 8 \text{ mm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}$$

K. Calcul d'espacement des cadres

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

- $S_t < \min(20\text{cm}; 15\varphi_t)$
- $S_t < \min(20; 12)$
- $S_t = 10 \text{ cm}$

Alors on adopte un espacement de 10 cm.

Remarque : Selon le RPA 99 l'element longrine peut etre remplacer par le dallae travaillant en tirant ou en butors en sens transversale pour les construction légère type hangar.

Partie 02 : Fondation Bâtiment :

On procédera par le même cheminement de calculs des fondations du Hangar. Les charges à prendre en considération sont résumés dans le tableau suivant :

	$N_{Sd}(KN)$	$V_{Sd}(KN)$	$M_{Sd}(KN.m)$
ELS	768,42	3,73	227,42
ELU	797,72	4,74	317,59
Sismique	764,99	26,09	209,29

XIV.1 Dimensionnement de la semelle

A. Déterminer A et B :

Nous avons : $\begin{cases} a = 49cm \\ b = 30cm \end{cases}$

Donc :

$$B \geq \sqrt{0,61} \times \sqrt{3,10} \Rightarrow B \geq 1,40m$$

$$A \geq \sqrt{1,63} \times \sqrt{3,10} \Rightarrow A \geq 2,25 m$$

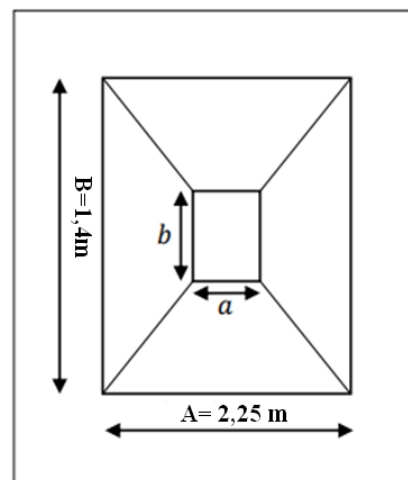


Figure XIV-4: Dimensionnement de la semelle

Nous allons opter pour une semelle de dimension $(1,50 \times 2,40 m^2)$

B. Déterminer d et h

$$\left. \begin{aligned} d &= \max \left(\frac{150-30}{4}; \frac{240-49}{4} \right) \\ d &= \max = (30 ; 47,75) \end{aligned} \right\} \Rightarrow d = 47,75cm > d_{min} = 40 cm$$

$$h = 47,75 + 5 = 52,75 cm$$

C. Vérification des contraintes :

La vérification de contraintes doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{moy} = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \right) \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\text{Poids propre} = 1,50 \times 2,40 \times 0,5275 \times 25 = 47,50 \text{ KN}$$

$$p_{ser} = 768,42 + 47,50$$

$$p_{ser} = 815,90 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{p_{ser}} = \frac{227,42}{815,90} = 0,28 \text{ m} > \frac{B}{6} = 0,25 \text{ m}.$$

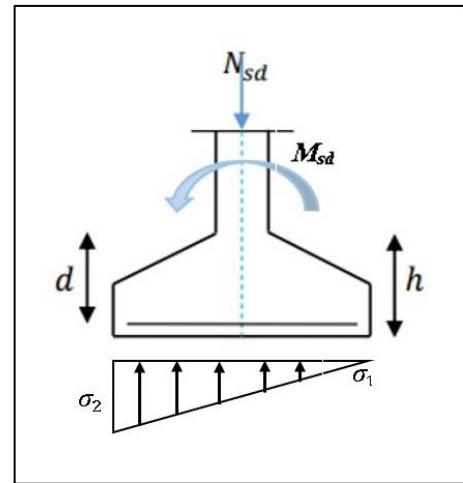


Figure XIV-5: Contraintes agissantes sur la semelle

Note : Le moment induit par l'effort normal excentré est pris en considération

$$\sigma_1 = \left(1 - 6 \cdot \frac{e_0}{B} \right) \cdot \frac{N}{A \cdot B} = \left(1 - 6 \times \frac{0,28}{1,50} \right) \times \frac{768,42}{1,50 \times 2,40} = 25,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left(1 + 6 \cdot \frac{e_0}{B} \right) \cdot \frac{N}{A \cdot B} = \left(1 + 6 \times \frac{0,28}{1,50} \right) \times \frac{768,42}{1,50 \times 2,40} = 452,51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \left(\frac{3(25,62) + (452,51)}{4} \right) = 132,35 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{moy} = 132,35 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

D. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera à l'état limite ultime et de service :

➤ A l'état limite ultime À l'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{160 \cdot (150 - 30)}{8 \times 47,75 \times 347,82 \times 10^{-1}}$$

$$A_u = 2,50 \text{ cm}^2$$

➤ À l'état limite de service l'ELS :

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1,6 \times 25}\right) = \min(266,66; 278,28,04)$$

$$\sigma_{st} = 266,66 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{160(240-49)}{8 \times 47,75 \times 266,6 \cdot 10^{-1}}$$

$$A_s = 3,01 \text{ cm}^2$$

Nous avons : $A_s > A_u$

E. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \left(\frac{f_{tj}}{f_e} \right) B \cdot d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) \cdot 150 \times 42,75 = 7,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 7,75 \text{ cm}^2 > A_{st} = 3,01 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour un ferrailage (voir annexes)

$$A_{st} = 9,05 \text{ mm}^2 = 8 \text{ HA } 12 \text{ mm}^2$$

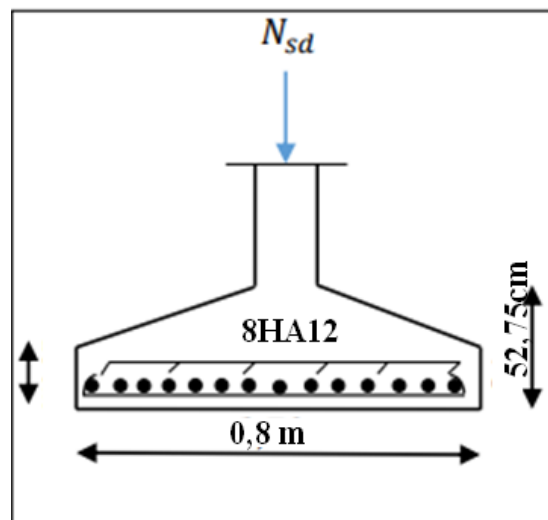


Figure XIV-6: ferrailage des semelles isolées

F. Détermination de la hauteur du patin :

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(6 \times 1,2 + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 13,2 \text{ cm}$$

XIV.2 Calcul des longrines**XIV.2.1 Vérification de la résistance à la traction****- À l'état limite ultime**

$$F = \max\left(\frac{N}{\alpha} ; 20\right) KN$$

$$F = \frac{797,72}{10} = 79,77 kN$$

$$F = 79,77 KN$$

- À l'état limite de service

Les longrines doivent satisfaire la condition suivante

$$- F = \max\left(\frac{N}{\alpha} ; 20\right) KN$$

$$- F = \frac{768,42}{10} = 76,84 KN$$

$$- F = (76,84 KN)$$

Donc :

$$F = \max(79,77 ; 76,84) = 79,77 KN$$

$$F = 79,77 KN$$

B. Calcul du ferrailage

➤ Armatures longitudinales en traction simple

$$A_{stU} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{79,77}{347,83} = 0,30 cm^2$$

$$A_{stS} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{76,84}{266,66} = 0,29 cm^2$$

➤ Ferrailage minimum selon le RPA99/Version 2003

Le RPA exige un ferrailage minimum $A_{st} = 0,6\%B$

$$A_{min} = 0,6\%. B.H$$

$$A_{min} = 0,6\%(25 \times 30)$$

$$A_{min} = 4,5 cm^2$$

Nous avons donc :

$$A_{st} = \max(A_{min} ; A_s)$$

$$A_{st} = \max(0,30 ; 4,5)$$

$$A_{st} = 4,5 \text{ cm}^2$$

G. Condition de non fragilité :

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$A_{st} \geq 0,23 bxd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 25 \frac{2,1}{400} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 > 0,23 bxd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On opte pour un ferrailage de (voir annexes) 4HA12 = 4,52cm²

H. Calcul des armatures transversales

La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{527,5}{35}; 10; \frac{300}{10}\right) = \min(15,07; 10; 30) = 10 \text{ mm}$$

On opte pour des armatures (voir annexes) de $\varphi 10$ soit 4HA12 = 4,52cm²

I. Calcul d'espacement des cadres

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t < \min(20\text{cm}; 15\varphi_t)$$

$$S_t < \min(20; 15)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de 10 cm.

Conclusion Générale

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur. C'est l'une des meilleures occasions pour l'étudiant de mettre en œuvre leurs connaissances théoriques acquises durant leur cursus et de développer l'esprit de recherche, et de le mettre en pratique.

Au court de l'étude de ce projet nous avons pu nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que l'Eurocodes3, le CCM97, le RNV99, le RPA99

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs de deux structures et leurs stabilités vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Nous avons eu à la fois effectuer des calculs manuels et aussi des calculs nécessitant l'utilisation des logiciels de calcul lorsque la Complexité de l'ouvrage l'impose, cela nous a permis d'avoir une bonne maîtrise de ces logiciels et d'avoir une approche globale sur la façon de faire la conception et le dimensionnement des structures métalliques, les assemblages et les fondations.

Enfin, on retient que la précision et la rigueur dans les calculs et vérifications est la définition exacte de certains détails d'exécution facilitant la mise en œuvre. Notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens êtres.

Référence bibliographique

Règlements :

- Centre National d'Etude et de Recherche Intégrés du Bâtiment. Année. *RNV2013 (Règlement Neige et Vent version 2013)*.
- CGS « Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique ». 1988. *Charges permanentes et charges d'exploitations*.
- EUROCODE 3. *Calcul des structures métalliques et document d'application nationale*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- EUROCODE 4. *Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- CGS « Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique ». CCM97 « *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier* ».
- CGS « Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique ». DTR B.C 2.48 : « *Règlement Parasismiques Algériennes(RPA99/version2003)* »
- BAEL 91/99 : « *Règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - BAEL 91 révisé 99* » Avril 99.

Ouvrages :

- DAHMANI Lahlou. 2012. *Calcul des éléments résistants d'une construction métallique selon l'Eurocode-03*, Office des publications universitaires Tizi-Ouzou.

Logiciels :

- ETABS : « *Extended Three dimensional Analysis of Building Systems Version 9.7* »
- ROBOT : « *Auto desk Robot Structural Analyses Professional version 2019* ».
- Auto CAD : « *Auto desk version 2019* ».

Annexes

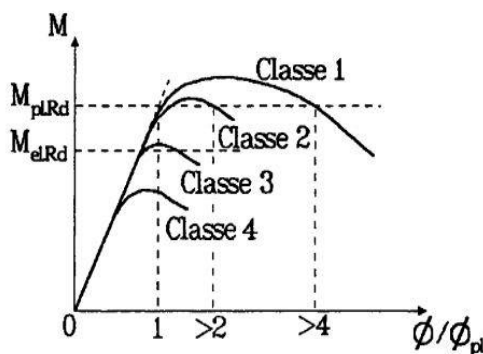
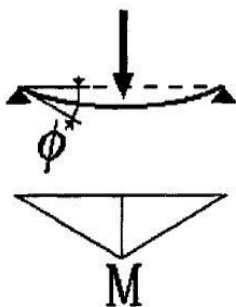
ANNEXE

Principe de classification des sections (cas de la flexion simple)

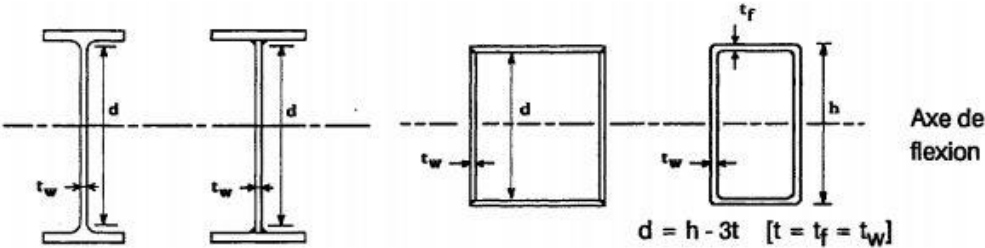
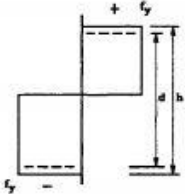
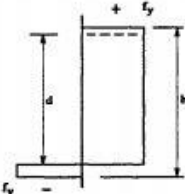
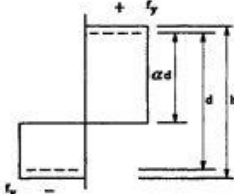
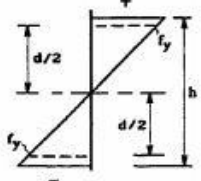
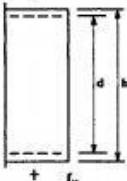
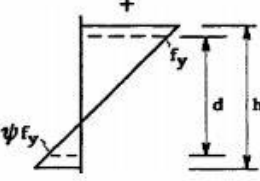
(1) Quatre classes de sections transversales sont définies:

- 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.



ANNEXE
Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

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 $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) / \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

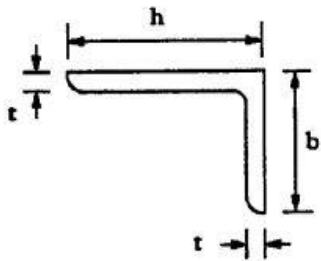
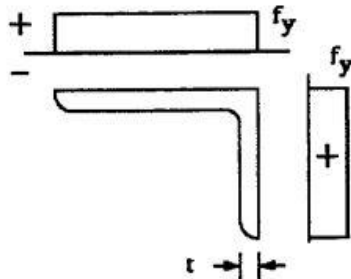
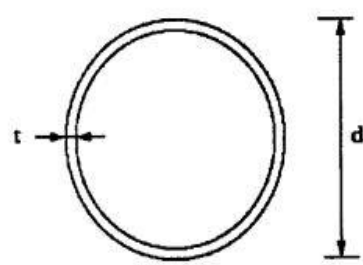
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

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

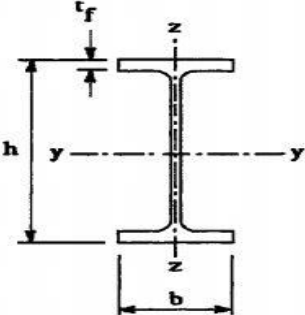
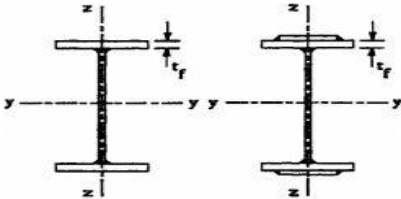
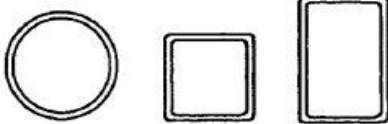
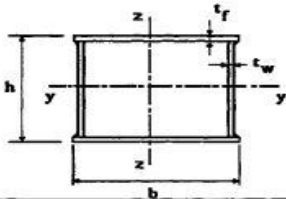
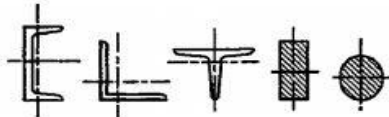
ANNEXE

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

d) <u>Cornières</u>				(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)	
Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)					
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	

ANNEXE

Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c
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 soudées 	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

ANNEXE

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

ANNEXE

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b

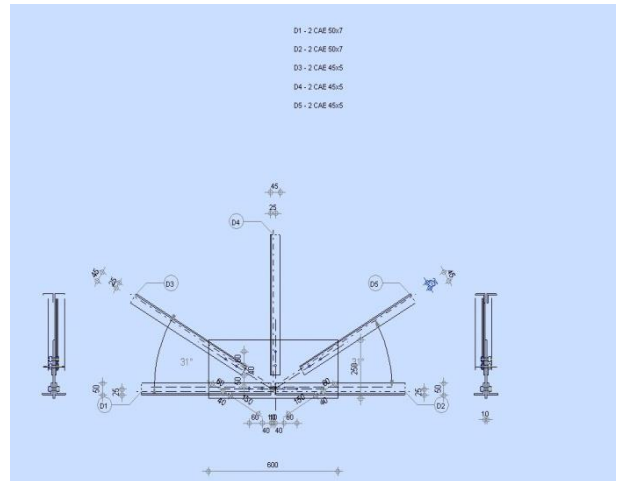
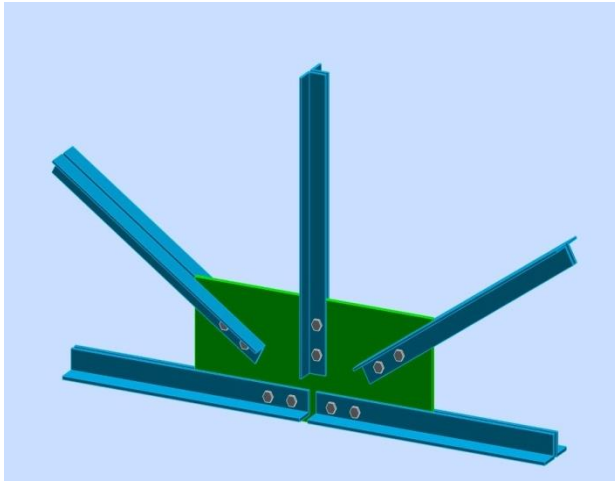
λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	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

ANNEXE
Section d'armature en mm^2

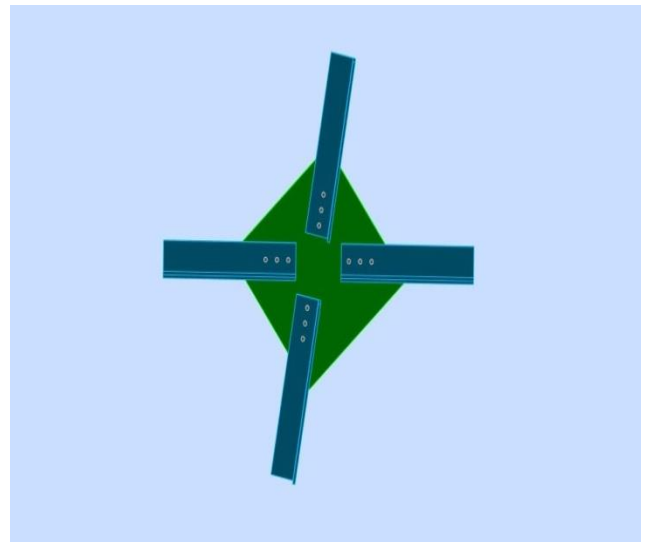
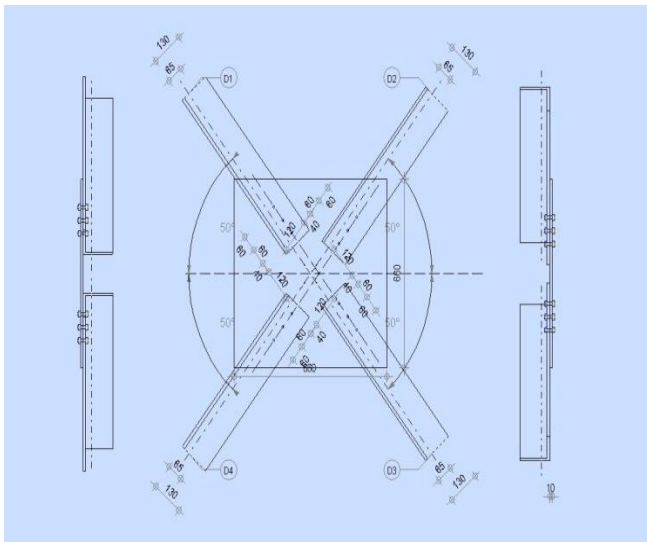
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	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

ANNEXE

Vue en 3D et schéma détaillés de l'assemblage du Hangar



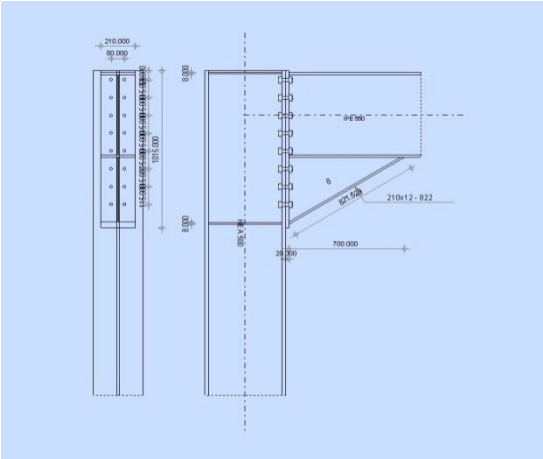
Vue de la ferme, montant, diagonal et membrure inférieur



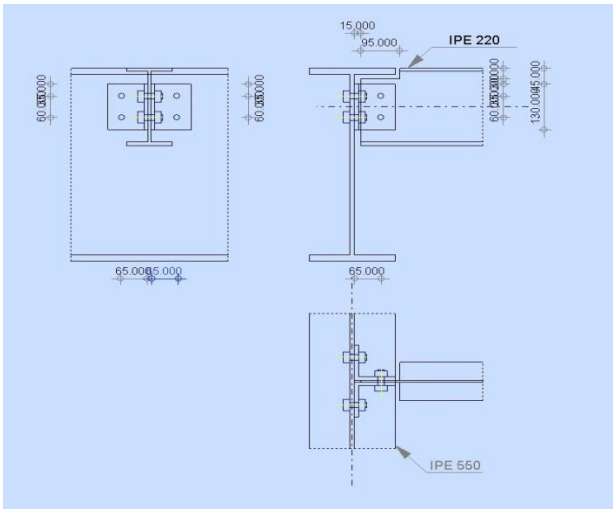
Vue de la poutre au vent

ANNEXE Vue en 3D et schéma détaillés de l'assemblage du bâtiment

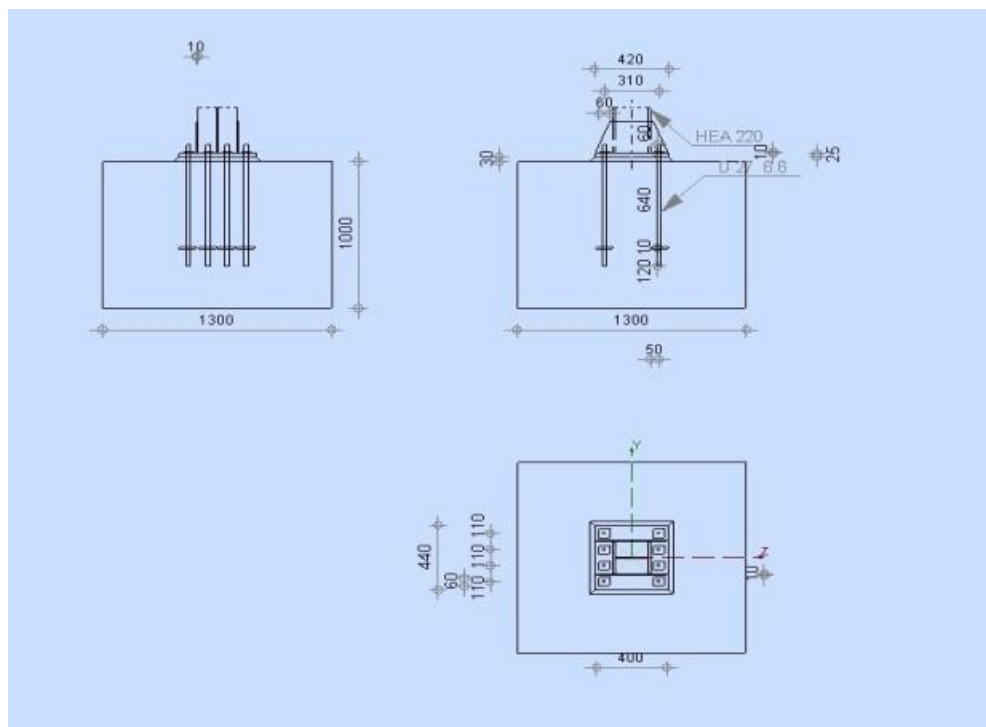
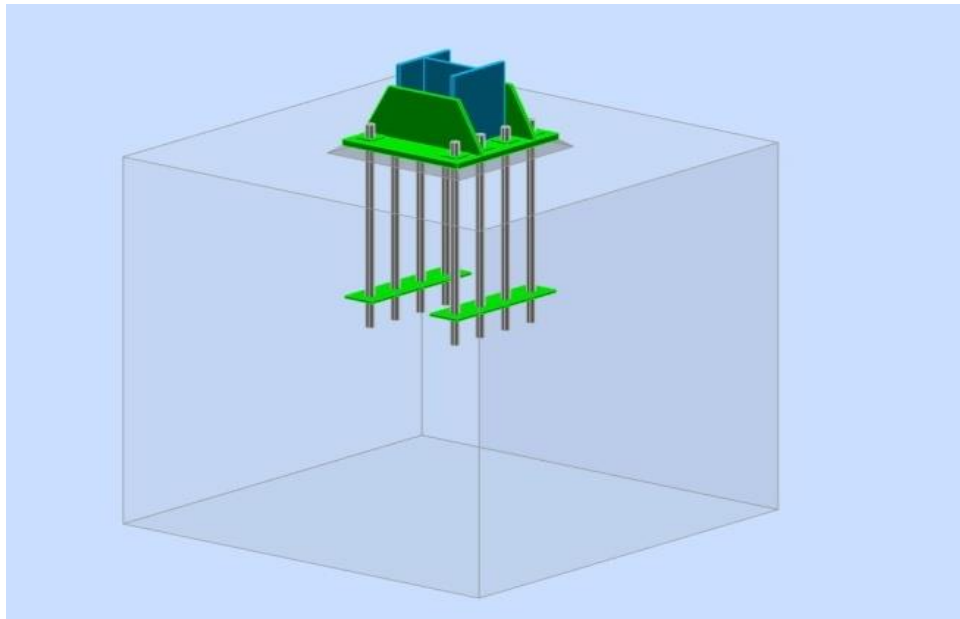
ANNEXE Vue en 3D et schéma détaillés de l'assemblage du bâtiment



Vue du poteau traverse



Vue de la poutre solives



Vue du pied de poteau encastré