

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية فرنسيس
جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Étude et conception d'une gare routière
multimodale à structure métallique

Présenté par :

Guergour Yacine
Ghenneme Abdelhadi

Encadré par :

Mme N. Chaoui UFAS

Promotion 2025/2026

Table des matières

Introduction Générale	16
1 Présentation du projet	17
1.1 Présentation du projet	17
1.1.1 Description générale	17
1.1.2 Contexte de multimodalité	18
1.1.3 Lieu d'implantation	18
1.1.4 Dimensions de la structure	19
1.1.5 Système de plancher	20
1.2 Éléments structuraux	20
1.2.1 Éléments principaux	21
1.2.2 Éléments secondaires	23
1.3 Assemblages	24
1.4 Caractéristiques des matériaux	24
1.4.1 Acier de structure	24
1.4.2 Béton	25
1.5 Règlements et logiciels utilisés	26
2 Étude des charges climatiques	27
2.1 Introduction	27
2.2 Action de la neige	27
2.2.1 Charge de neige sur le sol s_k	28
2.2.2 Forme de la toiture	28
2.2.3 Charge de neige sur la toiture s	29
2.3 Action du vent	29
2.3.1 Vitesse de référence du vent	30
2.3.2 Directions principales du vent	30

2.3.3	Hauteur de référence	31
2.3.4	Coefficients d'exposition	32
2.3.5	Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	33
2.3.6	Coefficients de pression intérieure C_{pi}	36
2.3.7	Pression dynamique de pointe	37
2.3.8	Pressions nettes résultantes	37
2.3.9	Résultantes globales des actions du vent	38
3	Vérification des éléments secondaires	41
3.1	Introduction	41
3.2	Dimensionnement des pannes	41
3.2.1	Introduction	41
3.2.2	Hypothèses de calcul	42
3.2.3	Évaluation des charges	43
3.2.4	Projection des charges sur les axes principaux	48
3.2.5	Combinaisons de charges	49
3.2.6	Calcul des sollicitations internes	55
3.2.7	Détermination des inerties minimales requises	56
3.2.8	Classification de la section	60
3.2.9	Détermination des sollicitations de calcul	62
3.2.10	Vérification de la résistance sous flexion déviée	63
3.2.11	Vérification de la panne au déversement	66
3.2.12	Dimensionnement des liernes	69
3.3	Étude des lisses	72
3.3.1	Introduction	72
3.3.2	Description de l'élément étudié	72
3.3.3	Hypothèses de calcul	73
3.3.4	Évaluation des charges appliquées	74
3.3.5	Détermination des sollicitations	75
3.3.6	Détermination des efforts dans les membrures	77
3.3.7	Pré-dimensionnement des membrures principales	79
3.3.8	Vérification des membrures principales	80
3.3.9	Vérification au flambement	81
3.3.10	Vérification de la flèche	83
3.3.11	Dimensionnement des diagonales	88

3.3.12	Conclusion	93
3.4	Étude des potelets	93
3.4.1	Introduction	93
3.4.2	Description de l'élément étudié	93
3.4.3	Hypothèses de calcul	95
3.4.4	Détermination des charges appliquées	96
3.4.5	Détermination des efforts dans les membrures principales	97
3.4.6	Pré-dimensionnement des membrures principales	100
3.4.7	Vérification au flambement	101
3.4.8	Vérification de la flèche	103
3.4.9	Dimensionnement des diagonales	107
3.4.10	Conclusion	110
3.5	Étude du plancher collaborant	110
3.5.1	Introduction	110
3.5.2	Hypothèses de calcul et caractéristiques géométriques	110
3.5.3	Évaluation des charges appliquées	112
3.5.4	Combinaisons de charges	115
3.5.5	Vérification des solives en phase de montage	117
3.5.6	Étude en phase finale (plancher collaborant)	127
3.5.7	Étude de la section mixte en phase finale	127
3.5.8	Calcul des connecteurs	139
3.5.9	Conclusion	141
3.6	Étude de l'escalier métallique	142
3.6.1	Introduction	142
3.6.2	Implantation et conception architecturale	142
3.6.3	Définition géométrique de l'escalier	144
3.6.4	Description structurale de l'escalier	146
3.6.5	Évaluation des charges	147
3.6.6	Modélisation statique d'une volée	149
3.6.7	Calcul des sollicitations	151
3.6.8	Dimensionnement des limons métalliques	153
3.6.9	Vérification à la flexion	154
3.6.10	Vérification au cisaillement	155
3.6.11	Vérification de la flèche	156

3.6.12	Dispositions constructives et assemblages	157
4	Étude des éléments principaux	169
4.1	Introduction	169
4.2	Étude du portique principal	169
4.2.1	Présentation du portique principal	169
4.2.2	Hypothèses générales de calcul	171
4.2.3	Évaluation des charges appliquées	172
4.2.4	Étude de la ferme principale FM2	174
4.2.5	Étude du poteau principal P2	194
4.2.6	Conclusion	208
4.3	Étude du portique administratif	208
4.3.1	Hypothèses générales de calcul	210
4.3.2	Caractéristiques géométriques du portique administratif	211
4.3.3	Évaluation des charges appliquées	212
4.3.4	Étude des poutres principales de plancher	214
4.3.5	Étude des traverses toiture	228
4.3.6	Étude du poteau principal P5	243
5	Étude dynamique de la structure	258
5.1	Introduction	258
5.2	Description du système structural	258
5.3	Classification de la structure selon le RPA 2024	259
5.3.1	Zone sismique	259
5.3.2	Classification du site	259
5.3.3	Classification du bâtiment selon son importance	260
5.3.4	Classification du système de contreventement	260
5.3.5	Coefficient de comportement global de la structure	261
5.3.6	Classification de la structure selon sa configuration	261
5.3.7	Facteur de qualité	265
5.4	Choix de la méthode de calcul	267
5.5	Établissement du spectre de calcul	267
5.5.1	Coefficient d'amortissement	268
5.5.2	Expression du spectre de calcul	268
5.5.3	Estimation de la période fondamentale	269

5.5.4	Calcul du poids sismique de la structure	270
5.5.5	Ordonnée spectrale correspondant à la période fondamentale	271
5.5.6	Effort tranchant statique de référence	273
5.5.7	Répartition des forces sismiques suivant la hauteur	274
5.6	Comparaison des actions horizontales globales	274
6	Étude des contreventements	276
6.1	Contreventement vertical	276
6.1.1	Introduction	276
6.1.2	Détermination des efforts dans les diagonales du contreventement .	276
6.1.3	Pré-dimensionnement de la section des diagonales	279
6.1.4	Vérification de la résistance au flambement	281
6.2	Contreventement horizontal de toiture	283
6.2.1	Introduction	283
6.2.2	Détermination des efforts appliqués à la poutre au vent	283
6.2.3	Pré-dimensionnement de la section des diagonales	286
6.2.4	Vérification de la résistance en traction	288
6.3	Conclusion	289
7	Étude des assemblages métalliques	290
7.1	Introduction	290
7.2	Hypothèses générales de calcul	290
7.3	Étude du nœud d'assemblage ferme-poteau	291
7.3.1	Présentation du nœud	291
7.3.2	Hypothèses de calcul	292
7.3.3	Efforts transmis au niveau du nœud	293
7.3.4	Dimensionnement des boulons	293
7.4	Étude de l'assemblage poutre-poteau	294
7.4.1	Présentation de l'assemblage	294
7.4.2	Hypothèses de calcul	295
7.4.3	Efforts transmis à l'assemblage	296
7.4.4	Dimensionnement des boulons	297
	Conclusion Générale	299
A	Application du théorème des trois moments	300

A.1	Calcul sous charges permanentes	300
A.1.1	Équation des appuis A-B-C	301
A.1.2	Équation des appuis B-C-D	301
A.1.3	Équation des appuis C-D-E	301
A.1.4	Équation des appuis D-E-F	301
A.2	Réduction du système par symétrie	302
A.3	Résolution	302
A.4	Calcul sous l'action du vent	303

Liste des abréviations

ENSTP	École Nationale Supérieure des Travaux Publics
DAO	Dessin Assisté par Ordinateur
CAO	Conception Assistée par Ordinateur
ELU	État Limite Ultime
ELS	État Limite de Service
RPA	Règlement Parasismique Algérien
RNV	Règlement Neige et Vent
EC0	Eurocode 0
EC1	Eurocode 1
EC3	Eurocode 3
EC4	Eurocode 4
RSA	Robot Structural Analysis
HEA	Profilé Européen à Grandes Ailes
IPE	Profilé Européen en I
UPE	Profilé Européen en U
UPN	Profilé Européen en U Normalisé
TRON	Tube Rond Creux
PFE	Projet de Fin d'Études
FM	Ferme Métallique
PN	Panne de Toiture
LS	Lisse de Bardage
P2	Poteau Principal n°2
CSV	Contreventement Vertical
CSH	Contreventement Horizontal
CM	Construction Métallique

Liste des symboles

A	Aire de la section transversale
A_{eff}	Aire efficace de la section
E	Module d'élasticité de l'acier
f_y	Limite d'élasticité de l'acier
f_u	Résistance ultime de l'acier
G	Charge permanente
Q	Charge d'exploitation
W	Action du vent
S	Charge de neige
H	Hauteur de l'élément étudié
L	Longueur ou portée de calcul
L_k	Longueur de flambement
i	Rayon de giration
I	Moment d'inertie
I_{eq}	Inertie équivalente de la section composée
W_{el}	Module de résistance élastique
W_{pl}	Module de résistance plastique
M	Moment fléchissant
M_{Ed}	Moment fléchissant de calcul
M_{Rd}	Moment résistant de calcul
M_{cr}	Moment critique de déversement
N	Effort normal
N_{Ed}	Effort normal de calcul
N_t	Effort normal de traction
N_c	Effort normal de compression
N_{Rd}	Résistance de calcul en effort normal
$N_{b,Rd}$	Résistance de calcul au flambement
V	Effort tranchant
V_{Ed}	Effort tranchant de calcul
q	Charge linéaire uniformément répartie
q_G	Charge linéaire permanente
q_W	Charge linéaire due au vent
p	Pression surfacique
e	Entraxe ou excentricité
a	Écartement entre membrures
h	Hauteur géométrique d'une section
d	Distance au centre de gravité

t	Épaisseur d'un élément
δ	Flèche
δ_{adm}	Flèche admissible
λ	Élancement mécanique
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit
λ_1	Élancement de référence
χ	Coefficient de réduction au flambement
ϕ	Coefficient intermédiaire de flambement
α	Facteur d'imperfection
γ_{M0}	Coefficient partiel de sécurité des sections
γ_{M1}	Coefficient partiel de sécurité pour le flambement
ν	Coefficient de Poisson
ρ	Masse volumique de l'acier

Table des figures

1.1	Vue d'ensemble et repérage des éléments structuraux de l'abri sud.	18
1.2	Vue en plan générale de la gare montrant les deux blocs structuraux séparés par un joint parasismique.	19
1.3	Vue en plan du Bloc A montrant l'organisation générale de la structure. . .	20
1.4	Portique principal constitué d'une ferme treillis de type HOWE et de po- teaux treillisés tubulaires.	21
1.5	Portique secondaire supportant les planchers intermédiaires et la toiture. .	22
1.6	Palée de stabilité verticale en V inversé assurant la reprise des efforts hori- zontaux longitudinaux.	23
1.7	Courbe contrainte-déformation typique d'un acier de construction obtenue lors d'un essai de traction.	25
2.1	Géométrie de la toiture à double versant de la gare routière.	28
2.2	Directions principales du vent appliquées à la gare routière.	31
2.3	Répartition des zones de pression cas Vent perpendiculaire au long-pan. . .	34
2.4	Répartition des zones de pression cas Vent perpendiculaire au long-pan. . .	36
3.1	Disposition des pannes au niveau de la toiture.	42
3.2	disposition des pannes.	42
3.3	Axes principaux et directions des charges appliquées sur la panne.	48
3.4	Disposition des liernes à mi-portée des pannes	59
3.5	Géométrie générale de la lisse LS3	73
3.6	Vue tridimensionnelle de l'assemblage entre la lisse de façade et le potelet .	74
3.7	Disposition des lisses entre deux potelets consécutifs de la façade vitrée . .	75
3.8	Géométrie générale du potelet de façade	95
3.9	Coupe sur le potelet	105
3.10	Configuration générale du plancher collaborant	112
3.11	Schéma statique de calcul d'une solive en phase de montage	116
3.12	Diagramme du moment fléchissant	120

3.13	Diagramme de l'effort tranchant de la solive en phase de montage	120
3.14	Disposition des goujons de cisaillement sur la solive métallique	141
3.15	Modélisation tridimensionnelle de l'escalier métallique sous Robot Structural Analysis	143
3.16	Implantation de l'escalier dans la trémie du plancher	144
3.17	Schéma statique adopté pour le calcul d'un limon principal	151
3.18	Détail constructif de fixation des marches sur les limons	158
4.1	Portique principal de la halle métallique – Axe (2)	170
4.2	Géométrie générale de la ferme principale FM2	175
4.3	Coupe transversale de la ferme principale FM2	177
4.4	Coupe horizontal de la ferme principale FM2	178
4.5	Vue générale du poteau principal P2	196
4.6	Caractéristiques géométriques du portique administratif	211
4.7	Assemblage rigide poutre–poteau des poutres principales	215
4.8	Schéma statique simplifié de la poutre principale	216
4.9	Diagramme du moment fléchissant de la poutre principale bi-encastree	219
4.10	Diagramme de l'effort tranchant de la poutre principale bi-encastree	220
4.11	Maintien latéral des poutres principales par le plancher collaborant	228
4.12	Traverse toiture étudiée entre les axes 3 et 8	229
4.13	Schéma statique adopté pour la traverse toiture	234
4.14	Diagramme du moment fléchissant de la traverse toiture	236
4.15	Diagramme de l'effort tranchant de la traverse toiture	236
4.16	Maintien latéral de la traverse toiture assuré par les pannes métalliques	243
4.17	Position du poteau principal P5 dans le portique administratif	245
4.18	Disposition des raidisseurs au niveau de la zone nodale renforcée	249
4.19	Disposition des raidisseurs et géométrie de la zone nodale renforcée	253
5.1	Plan des planchers des niveaux intermédiaires	262
5.2	Contreventements verticaux en V inversé – Axe (A)	263
5.3	Contreventements verticaux en V inversé – Axe (D)	264
6.1	Implantation générale des contreventements	277
6.2	Géométrie du contreventement vertical en V inversé	278
6.3	Contreventement horizontal de toiture	284
7.1	Vue générale du nœud d'assemblage ferme–poteau	292

7.2	Détail de l'assemblage tubulaire du nœud ferme-poteau	292
7.3	Vue générale de l'assemblage poutre-poteau	295

Liste des tableaux

1.1	Caractéristiques mécaniques de l'acier S275	25
1.2	Caractéristiques mécaniques du béton C25/30	26
2.1	Coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ – Vent perpendiculaire au long-pan.	34
2.2	Coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ – Vent perpendiculaire au pignon.	35
2.3	Pressions nettes résultantes – Vent perpendiculaire au long-pan.	38
2.4	Pressions nettes résultantes – Vent perpendiculaire au long-pan.	38
2.5	Surfaces de référence – Vent perpendiculaire au long-pan	39
2.6	Résultantes globales – Vent perpendiculaire au long-pan	39
2.7	Surfaces de référence – Vent perpendiculaire au pignon	39
2.8	Résultantes globales – Vent perpendiculaire au pignon	40
3.1	Synthèse des charges appliquées aux pannes.	48
3.2	Projection des charges sur les axes principaux des pannes.	49
3.3	Synthèse des combinaisons de charges à l'ELS	51
3.4	Synthèse des combinaisons de charges à l'ELU	54
3.5	Caractéristiques géométriques du profilé IPE 160 AA	57
3.6	Moments aux appuis obtenus par la méthode des trois moments	76
3.7	Synthèse des efforts dans les membrures principales	79
3.8	Caractéristiques géométriques des membrures principales	80
3.9	Caractéristiques géométriques des diagonales	90
3.10	Synthèse des efforts dans les membrures principales	99
3.11	Caractéristiques géométriques des membrures principales	100
3.12	Caractéristiques géométriques des diagonales	108
3.13	Synthèse des charges appliquées sur une solive	115
3.14	Synthèse des combinaisons de charges du plancher collaborant	117
3.15	Caractéristiques géométriques du profilé UPE 200	119
3.16	Caractéristiques géométriques du profil UPN 200	154

4.1	Charges permanentes de toiture	172
4.2	Pressions nettes du vent sur les parois – Zone B	174
4.3	Pressions nettes du vent sur la toiture – Zone H	174
4.4	Caractéristiques géométriques de la ferme FM2	176
4.5	Charges permanentes appliquées sur la toiture	178
4.6	Pressions nettes du vent sur la toiture – Zone H	179
4.7	Récapitulatif des profils retenus pour la ferme FM2	193
4.8	Caractéristiques géométriques des membrures principales	201
4.9	Caractéristiques géométriques des diagonales	205
4.10	Caractéristiques géométriques du portique administratif	212
4.11	Synthèse des charges appliquées sur les traverses principales	214
4.12	Caractéristiques géométriques des poutres principales	215
4.13	Caractéristiques géométriques de la traverse toiture	230
4.14	Charges permanentes appliquées sur la toiture	231
4.15	Caractéristiques géométriques du profilé IPE500	238
4.16	Descente de charges verticale du poteau P5	247
4.17	Caractéristiques géométriques du profilé HEA500	250
5.1	Paramètres du spectre de calcul	268
5.2	Répartition du poids sismique par niveau	271
5.3	Répartition des forces sismiques suivant la hauteur	274
6.1	Caractéristiques géométriques du profilé SHS 200×200×8	281
6.2	Caractéristiques géométriques du profilé 2L60×60×6	287
7.1	Répartition des efforts dans les rangées de boulons	297

Introduction Générale

Le développement des infrastructures de transport constitue aujourd'hui un enjeu majeur pour l'aménagement du territoire et le développement économique des grandes agglomérations. Face à l'augmentation continue des besoins en mobilité des personnes et à l'évolution des réseaux de transport, les équipements destinés à l'accueil et à l'organisation des flux de voyageurs doivent répondre à des exigences croissantes de sécurité, de fonctionnalité, de capacité et de durabilité.

Dans ce contexte, les gares routières jouent un rôle essentiel dans l'organisation des déplacements urbains et interurbains. Elles constituent des pôles d'échange permettant d'assurer la liaison entre différents modes de transport et de contribuer à l'amélioration de la mobilité des usagers. La réalisation de telles infrastructures nécessite une conception structurale adaptée afin de garantir leur stabilité, leur résistance et leur bon fonctionnement sous les différentes sollicitations auxquelles elles sont soumises.

Les structures métalliques représentent une solution particulièrement adaptée aux bâtiments de grande portée grâce à leurs performances mécaniques élevées, leur légèreté, leur rapidité d'exécution ainsi que leur capacité à répondre aux exigences architecturales modernes. Toutefois, le dimensionnement de ce type d'ouvrage exige une analyse rigoureuse des actions permanentes, des surcharges d'exploitation, des actions climatiques et des sollicitations sismiques afin d'assurer la sécurité et la pérennité de la structure.

Le présent mémoire a pour objet l'étude et le dimensionnement de la structure métallique d'une gare routière multimodale implantée dans la wilaya de Sétif. L'étude porte sur l'évaluation des actions appliquées à l'ouvrage, le dimensionnement des éléments secondaires et principaux de la structure, l'analyse de son comportement global ainsi que la vérification des systèmes de stabilité et des assemblages métalliques.

Le dimensionnement est réalisé conformément aux règlements algériens et européens en vigueur, notamment le RPA 2024, le RNV 2013, l'Eurocode 0, l'Eurocode 1, l'Eurocode 3 et l'Eurocode 4. Les analyses et les modélisations nécessaires à l'étude sont réalisées à l'aide de logiciels de calcul et de dessin assisté par ordinateur.

Le mémoire est organisé en sept chapitres consacrés successivement à la présentation du projet, à l'évaluation des charges climatiques, à l'étude des éléments secondaires, au dimensionnement des éléments principaux, à l'analyse dynamique, à l'étude du système de contreventement et au dimensionnement des assemblages métalliques.

Chapitre 1

Présentation du projet

La conception d'une infrastructure de transport de grande envergure nécessite une compréhension approfondie du contexte architectural, fonctionnel et structurel de l'ouvrage. Le présent chapitre a pour objectif de présenter les principales caractéristiques de la future gare routière multimodale de Sétif ainsi que les choix techniques adoptés pour sa conception.

Après une présentation générale du projet et de son implantation, les différents systèmes structuraux constituant l'ossature du bâtiment seront décrits. Une attention particulière sera portée aux éléments porteurs principaux, aux systèmes de stabilité ainsi qu'aux matériaux utilisés dans la structure. Les hypothèses générales de conception, les règlements de calcul ainsi que les solutions constructives retenues seront également présentés afin d'établir les bases nécessaires aux chapitres de dimensionnement qui suivent.

1.1 Présentation du projet

1.1.1 Description générale

Le présent projet porte sur l'étude et le dimensionnement d'une nouvelle gare routière destinée à la wilaya de Sétif, implantée dans la commune de Aïn Trik. Cet ouvrage s'inscrit dans le cadre du développement et de la modernisation des infrastructures de transport de la région.

L'infrastructure est destinée à répondre à un double besoin en matière de mobilité :

- **Transport inter-wilayas** : assurer la liaison entre Sétif et les différentes régions du pays à travers un réseau de transport routier moderne et fonctionnel ;
- **Transport urbain** : améliorer les déplacements à l'intérieur de la ville de Sétif en regroupant les lignes de transport urbain dans un même pôle d'échange.

Compte tenu des exigences architecturales et fonctionnelles du projet, le choix d'une structure métallique a été retenu afin de permettre le franchissement de grandes portées tout en offrant une meilleure flexibilité architecturale et une rapidité d'exécution importante.

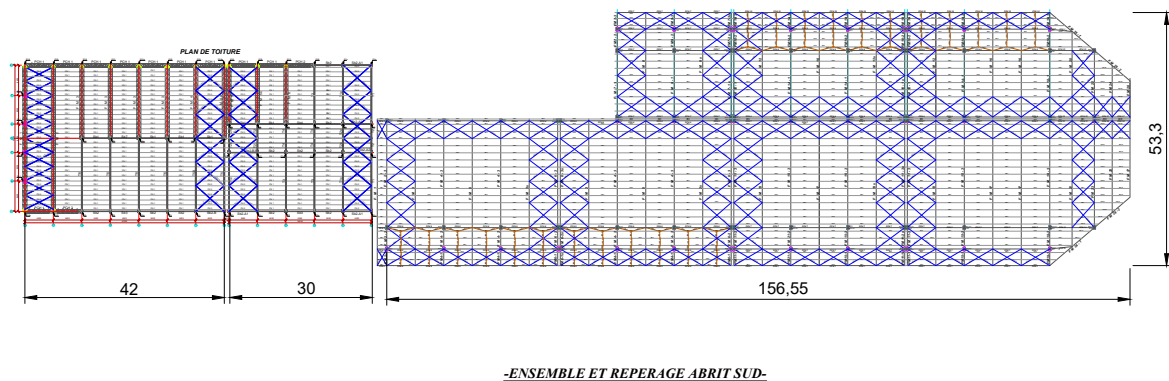


FIGURE 1.1 – Vue d'ensemble et repérage des éléments structuraux de l'abri sud.

1.1.2 Contexte de multimodalité

L'un des aspects majeurs de ce projet est sa dimension multimodale. L'implantation à Aïn Trik s'intègre dans un futur nœud de communication d'envergure nationale et locale :

- **Extension du Tramway** : Une extension du réseau de tramway de Sétif est envisagée pour desservir directement le site, permettant une transition fluide pour les voyageurs.
- **Gare Ferroviaire** : La réalisation d'une nouvelle gare ferroviaire à proximité immédiate transformera le site en un véritable **Pôle d'Échange Multimodal (PEM)**, facilitant l'interopérabilité entre le rail, le tramway et la route.

1.1.3 Lieu d'implantation

Le projet de la gare routière multimodale est implanté dans la commune de Aïn Trik, située au sud-ouest de la wilaya de Sétif. Cette localisation stratégique a été retenue afin de faciliter l'accessibilité de l'infrastructure depuis les principaux axes routiers desservant la ville ainsi que les différentes liaisons inter-wilayas.

Le choix du site d'implantation répond également à des considérations fonctionnelles liées à l'organisation des flux de circulation des voyageurs, des autobus et des taxis. La proximité des futurs aménagements de transport urbain, notamment l'extension potentielle du tramway, permettra à terme de renforcer l'intégration multimodale de l'infrastructure.

Du point de vue climatique et réglementaire, la wilaya de Sétif se caractérise par des conditions météorologiques relativement sévères, notamment en période hivernale, avec des charges de neige importantes et des effets du vent non négligeables. De plus, la région est classée en zone de sismicité moyenne selon le RPA 2024, ce qui impose une attention particulière à la stabilité globale de la structure ainsi qu'à son comportement dynamique.

1.1.4 Dimensions de la structure

L'ouvrage étudié est une structure métallique de grande portée composée de deux blocs structuraux distincts séparés par un joint parasismique conformément aux exigences du RPA 2024. Cette disposition permet de limiter les interactions dynamiques entre les différentes parties de l'ouvrage et d'améliorer le comportement global de la structure sous sollicitations sismiques.

La Figure 1.2 présente l'organisation générale de la gare routière ainsi que la répartition des deux blocs principaux constituant l'ouvrage.

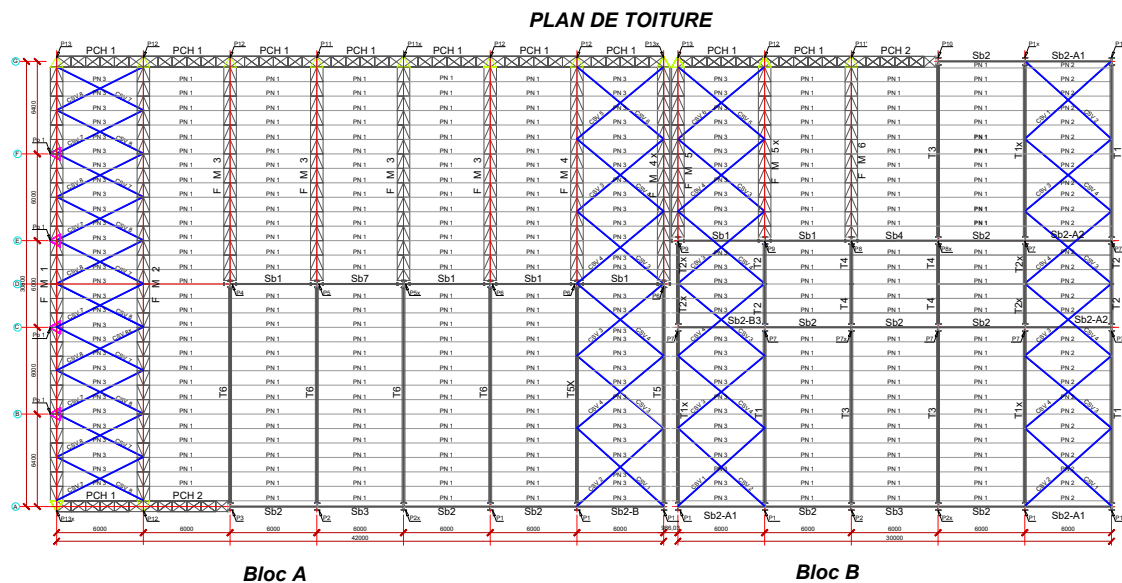


FIGURE 1.2 – Vue en plan générale de la gare montrant les deux blocs structuraux séparés par un joint parasismique.

Bloc A Le bloc étudié présente des dimensions en plan de 42 m × 30.8 m. Il est constitué d'une halle centrale couverte par des fermes métalliques treillis de type HOWE ainsi que d'une zone à étages réalisée en ossature métallique avec planchers collaborants. L'ensemble forme une structure unique assurant les principales fonctions de la gare routière.

La halle centrale est constituée de deux portiques principaux de grande portée supportant la couverture métallique. Les zones latérales comportent six portiques secondaires assurant la reprise des planchers intermédiaires et de la toiture.

Caractéristiques altimétriques : La structure atteint une hauteur totale de 22,55 m au niveau du faîtage. Les différents niveaux sont répartis comme suit :

- Niveau 01 : 5,85 m ;
- Niveau 02 : 10,65 m ;
- Niveau 03 : 15,45 m ;
- Niveau du chéneau : 20,25 m ;
- Faîtage : 22,55 m.

La toiture est constituée d'une couverture métallique à double pente reposant sur un

système de fermes triangulées, permettant d'assurer une meilleure reprise des charges climatiques tout en optimisant le comportement mécanique global de la structure.

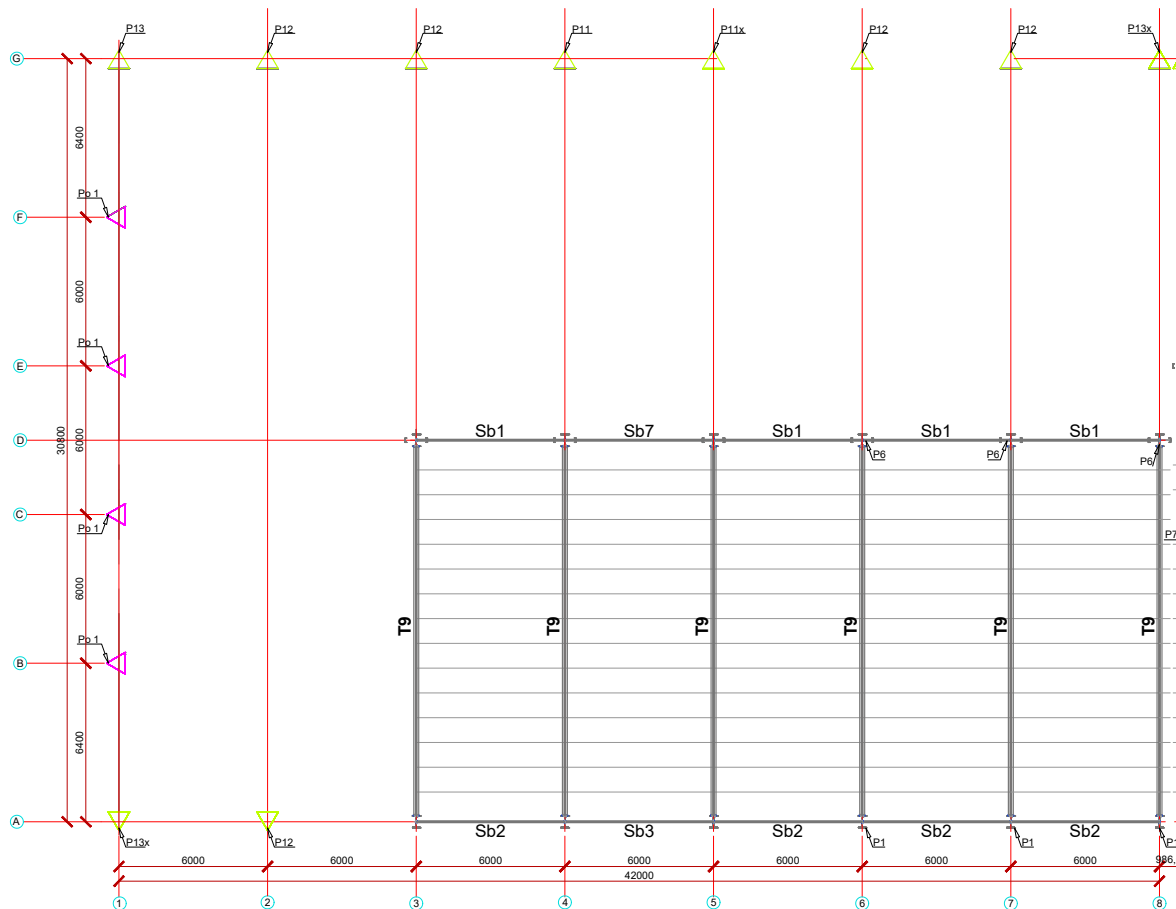


FIGURE 1.3 – Vue en plan du Bloc A montrant l'organisation générale de la structure.

1.1.5 Système de plancher

Le système adopté est de type **plancher mixte acier-béton** (dalle collaborante), calculé selon l'**Eurocode 4**. Il se compose d'un bac acier nervuré, d'une dalle en béton armé et de connecteurs (goujons) soudés sur des solives en profilés **IPE**. Ce choix optimise le rapport poids/rigidité de la structure.

Les outils informatiques sollicités sont **Robot Structural Analysis** pour l'analyse numérique et **AutoCAD** pour la conception graphique.

1.2 Éléments structuraux

Le système porteur de la gare routière est constitué d'une ossature métallique tridimensionnelle assurant la reprise des charges verticales et horizontales ainsi que la stabilité globale de l'ouvrage. La structure comporte plusieurs types d'éléments structuraux travaillant de manière complémentaire afin d'assurer la résistance et la rigidité de l'ensemble du bâtiment.

1.2.1 Éléments principaux

Les principaux éléments porteurs de la structure sont constitués de fermes métalliques, de poteaux treillisés tubulaires, de traverses en profilés laminés ainsi que de systèmes de contreventement assurant la stabilité globale de l'ouvrage.

Fermes principales : La couverture de la halle principale repose sur des fermes métalliques triangulées de type HOWE réalisées en tubes circulaires. Ces fermes permettent le franchissement de grandes portées tout en limitant les déformations et les sollicitations transmises aux appuis.

Les membrures supérieures et inférieures ainsi que les diagonales constituant les treillis sont réalisées à partir de profilés tubulaires circulaires, offrant une bonne résistance mécanique ainsi qu'un comportement favorable vis-à-vis des efforts de compression et de traction.

Poteaux métalliques : Les charges verticales issues des fermes, des traverses et des planchers sont reprises par des poteaux métalliques treillisés tubulaires. Certains poteaux présentent une variation de section permettant une meilleure adaptation aux sollicitations mécaniques le long de leur hauteur et une optimisation du comportement structural de l'ouvrage.

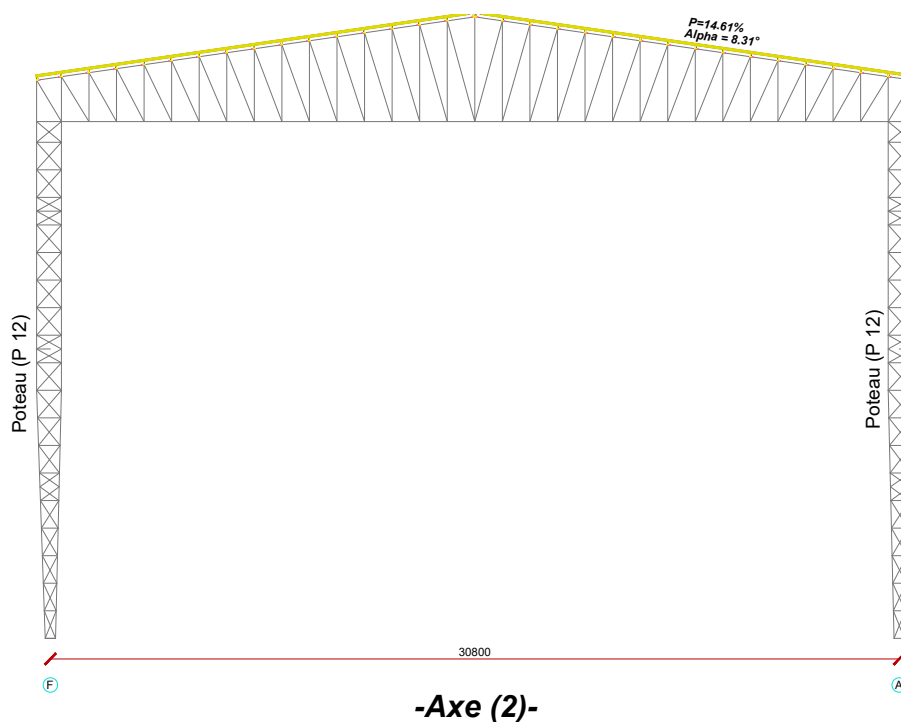


FIGURE 1.4 – Portique principal constitué d'une ferme treillis de type HOWE et de poteaux treillisés tubulaires.

Traverses et poutres de planchers : Les niveaux intermédiaires de la zone à étages sont constitués de traverses métalliques réalisées à partir de profilés laminés de type IPE. Ces éléments assurent la reprise des charges des planchers collaborants et leur transmission vers les poteaux principaux de la structure.

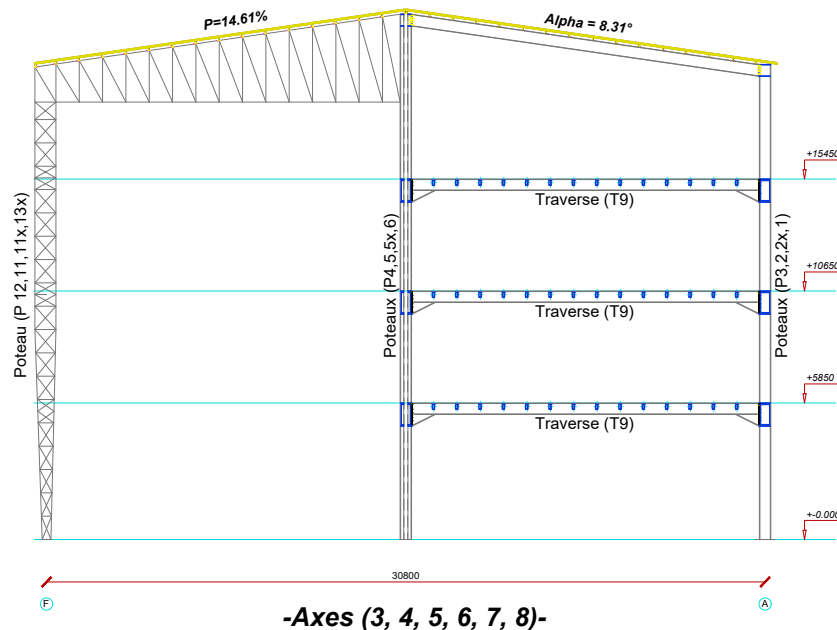


FIGURE 1.5 – Portique secondaire supportant les planchers intermédiaires et la toiture.

Systèmes de contreventement : La stabilité globale de la structure est assurée par un système de contreventement vertical et horizontal permettant la reprise des efforts dus aux actions du vent et du séisme.

Le contreventement vertical est constitué de palées triangulées disposées sous forme de V inversé dans la travée comprise entre les axes 4 et 5. Ces dispositifs assurent la rigidité longitudinale de l'ouvrage et permettent la transmission des efforts horizontaux vers les fondations.

Le contreventement horizontal est implanté dans le plan de la toiture sous forme de croix de Saint-André. Il assure la rigidité du diaphragme de toiture et permet le transfert des efforts horizontaux vers les palées de stabilité verticale.

L'association de ces deux systèmes garantit un comportement spatial satisfaisant de la structure et contribue à limiter les déplacements latéraux sous l'effet des sollicitations horizontales.

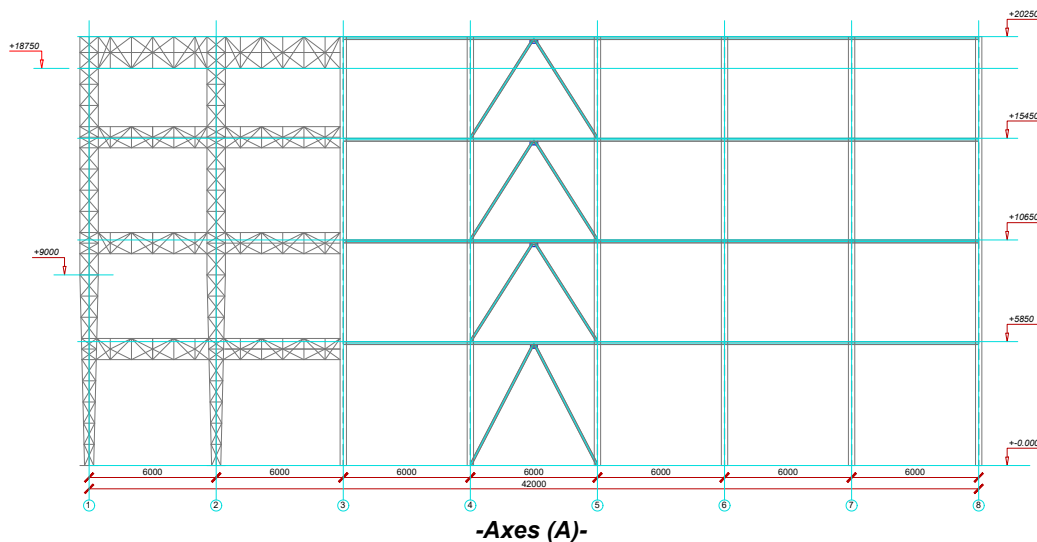


FIGURE 1.6 – Palée de stabilité verticale en V inversé assurant la reprise des efforts horizontaux longitudinaux.

1.2.2 Éléments secondaires

En complément des éléments porteurs principaux, la structure comporte plusieurs éléments secondaires participant à la reprise des charges de couverture et de bardage ainsi qu'au bon fonctionnement global de l'ouvrage.

Pannes de toiture : Les pannes métalliques sont disposées suivant les versants de la toiture afin d'assurer le support des panneaux de couverture sandwich. Elles transmettent les charges climatiques et permanentes vers les fermes principales.

Lisses de bardage : Les lisses métalliques assurent le support du bardage vertical et participent à la stabilité secondaire des façades. Elles transmettent les efforts dus au vent vers les portiques principaux.

Couverture et bardage : La couverture du bâtiment est constituée de panneaux sandwich métalliques assurant à la fois l'étanchéité, l'isolation thermique et la protection de la structure contre les agressions climatiques.

Le bardage vertical est constitué de deux systèmes différents selon les zones fonctionnelles du bâtiment :

- une façade en double vitrage au niveau de la halle principale afin de favoriser l'éclairage naturel et l'aspect architectural de l'ouvrage ;
- des panneaux sandwich métalliques au niveau des zones administratives et des planchers intermédiaires.

Escaliers métalliques : Les circulations verticales entre les différents niveaux sont assurées par des escaliers métalliques intégrés à l'ossature principale du bâtiment. Ces

éléments feront l'objet d'une étude détaillée dans un chapitre spécifique du présent mémoire.

1.3 Assemblages

Les différents éléments constituant la structure métallique sont assemblés à l'aide de connexions adaptées à la nature des sollicitations mécaniques ainsi qu'aux conditions de fabrication et de montage de l'ouvrage.

Les assemblages assurent la transmission des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissants entre les différents éléments porteurs de la structure.

Trois principaux types d'assemblages sont utilisés dans le présent projet :

- **Assemblages boulonnés par boulons à haute résistance (HR) :**
utilisés principalement pour les liaisons fortement sollicitées entre les éléments principaux de la structure, notamment les assemblages poutre-poteau et certaines connexions des fermes métalliques. Ces assemblages présentent une bonne capacité de reprise des efforts et facilitent les opérations de montage sur chantier.
- **Assemblages boulonnés ordinaires :**
employés pour les éléments secondaires ainsi que pour certaines liaisons articulées ne nécessitant pas une forte rigidité rotationnelle.
- **Assemblages soudés :**
réalisés principalement en atelier pour la fabrication des éléments treillisés tubulaires, notamment les fermes principales et certains poteaux composés. Les soudures permettent d'assurer la continuité des membrures et des diagonales tout en garantissant une bonne rigidité locale des nœuds structuraux.

1.4 Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux utilisés dans le présent projet a été effectué en tenant compte des exigences mécaniques, architecturales et fonctionnelles de l'ouvrage. Les matériaux retenus doivent assurer à la fois la résistance de la structure, sa durabilité ainsi que sa facilité de mise en œuvre.

1.4.1 Acier de structure

L'ensemble de l'ossature porteuse est réalisé en acier de construction métallique. Ce matériau présente plusieurs avantages adaptés aux structures de grande portée, notamment une résistance mécanique élevée, une rapidité d'exécution importante ainsi qu'une grande flexibilité architecturale.

Les éléments principaux tels que les fermes métalliques, les poteaux treillisés, les traverses et les systèmes de contreventement sont réalisés à partir de profilés tubulaires ou de profilés laminés de type IPE selon les besoins structuraux de chaque élément.

L'acier utilisé pour les éléments porteurs est de nuance S275 conformément aux prescriptions des normes européennes en vigueur.

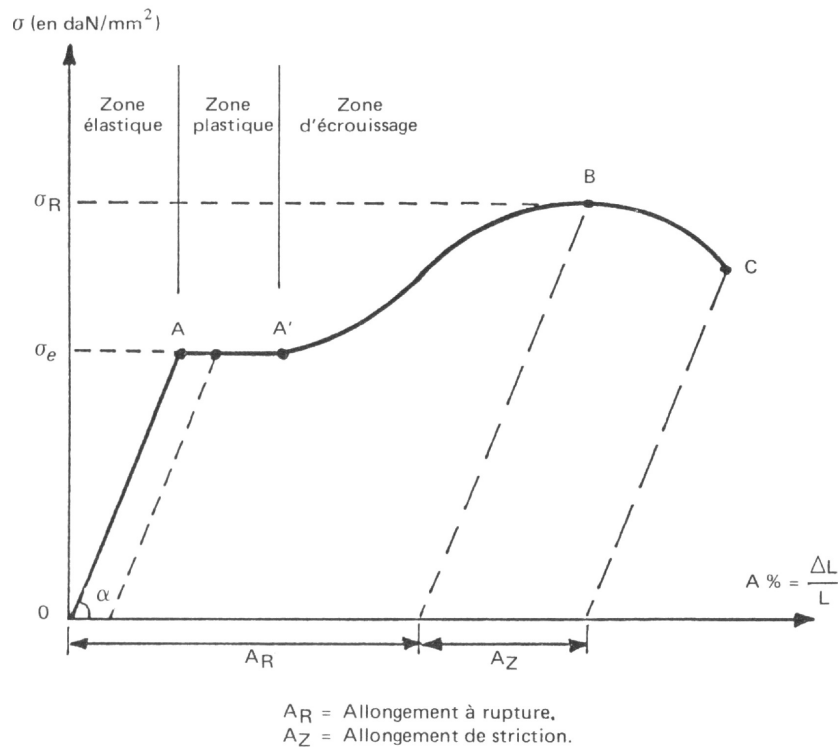


FIGURE 1.7 – Courbe contrainte-déformation typique d'un acier de construction obtenue lors d'un essai de traction.

TABLE 1.1 – Caractéristiques mécaniques de l'acier S275

Caractéristique	Valeur
Limite d'élasticité f_y	275 MPa
Résistance ultime f_u	410 MPa
Module d'élasticité E	210000 MPa
Coefficient de Poisson ν	0.30
Module de cisaillement G	81000 MPa
Masse volumique ρ	7850 kg/m ³
Poids volumique γ	78.5 kN/m ³
Coefficient de dilatation	$12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

1.4.2 Béton

Le béton armé est utilisé principalement pour les infrastructures, les massifs de fondation ainsi que pour la dalle collaborante des planchers mixtes.

Les infrastructures en béton armé assurent la transmission des charges de la structure métallique vers le sol d'assise.

Les planchers collaborants sont constitués d'un bac acier associé à une dalle en béton armé permettant d'obtenir un fonctionnement mixte acier-béton offrant une bonne rigidité et une réduction du poids propre des planchers.

TABLE 1.2 – Caractéristiques mécaniques du béton C25/30

Caractéristique	Valeur
Classe du béton	C25/30
Résistance caractéristique f_{ck}	25 MPa
Résistance moyenne f_{cm}	33 MPa
Module d'élasticité E_{cm}	31 GPa
Poids volumique	25 kN/m ³

1.5 Règlements et logiciels utilisés

L'étude et le dimensionnement de la structure métallique ont été réalisés conformément aux règlements nationaux et européens en vigueur relatifs aux actions appliquées aux structures métalliques ainsi qu'aux vérifications de résistance et de stabilité.

Les principaux règlements utilisés dans le cadre du présent mémoire sont les suivants :

- le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024 pour l'évaluation des actions sismiques ;
- le Règlement Neige et Vent Algérien RNVA 2013 pour la détermination des charges climatiques ;
- l'Eurocode 0 pour les bases de calcul des structures ;
- l'Eurocode 1 pour l'évaluation des actions appliquées aux structures ;
- l'Eurocode 3 pour le calcul et le dimensionnement des structures en acier ;
- l'Eurocode 4 pour les planchers mixtes acier-béton.

Les plans d'exécution et les schémas structuraux ont été réalisés à l'aide du logiciel AutoCAD. La modélisation numérique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

Chapitre 2

Étude des charges climatiques

2.1 Introduction

Les actions climatiques constituent une étape essentielle dans l'étude et le dimensionnement des structures métalliques de grande portée. En raison de sa géométrie, de sa hauteur importante ainsi que de la présence de larges surfaces exposées, la gare routière étudiée est particulièrement sensible aux effets du vent et de la neige.

Le présent chapitre a pour objectif d'évaluer les charges climatiques appliquées à la structure conformément aux prescriptions du **RNV 2013**. Cette étude permet de déterminer les sollicitations nécessaires au dimensionnement des différents éléments porteurs de l'ouvrage, notamment les fermes principales, les poteaux, les traverses ainsi que les éléments secondaires de couverture et de bardage.

La gare routière est implantée dans la wilaya de Sétif, caractérisée par un climat rigoureux typique des Hauts Plateaux, marqué par :

- des épisodes de neige importants en période hivernale ;
- des actions de vent significatives dues à la nature relativement dégagée du site.

L'étude des charges climatiques est menée pour les deux blocs constituant l'ouvrage en tenant compte :

- des caractéristiques géométriques réelles de la structure ;
- de la forme de la toiture à double versant ;
- des directions principales du vent ;
- des prescriptions réglementaires relatives aux actions extérieures et intérieures.

2.2 Action de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture de la gare routière génère des charges verticales variables pouvant influencer de manière significative le comportement des éléments porteurs de la structure.

Conformément au **RNV 2013 (DTR C 2-4.7)**, la charge de neige dépend principalement :

- de la zone climatique ;
- de l'altitude du site ;

- de la forme de la toiture ;
- de l'inclinaison des versants.

La gare routière étudiée est implantée dans la wilaya de Sétif, classée en **zone A** selon le règlement neige et vent algérien.

2.2.1 Charge de neige sur le sol s_k

Le site du projet est situé à une altitude :

$$H = 1100 \text{ m}$$

Pour une altitude supérieure à 1000 m , la charge caractéristique de neige sur le sol est déterminée conformément au **RNV 2013** par la relation suivante :

$$s_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \quad (2.1)$$

En remplaçant l'altitude du site :

$$s_k = \frac{0,07 \times 1100 + 15}{100}$$

On obtient :

$$s_k = 0,92 \text{ kN/m}^2$$

2.2.2 Forme de la toiture

La couverture de la gare routière est constituée d'une toiture métallique à double versant reposant sur des fermes triangulées tubulaires de type HOWE.

La Figure 2.1 présente la géométrie générale de la toiture étudiée ainsi que l'inclinaison des versants prise en compte dans le calcul des charges de neige.

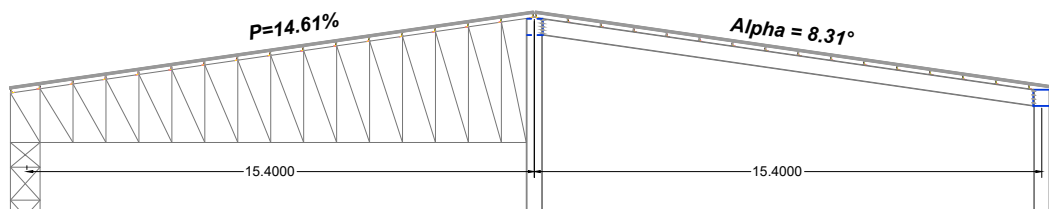


FIGURE 2.1 – Géométrie de la toiture à double versant de la gare routière.

2.2.3 Charge de neige sur la toiture s

La charge de neige appliquée sur la toiture dépend du coefficient de forme μ , lequel est fonction de l'inclinaison des versants.

La charge surfacique de neige sur la toiture est déterminée par :

$$s = \mu \times s_k \quad (2.2)$$

Coefficient de forme μ

L'angle d'inclinaison de la toiture est :

$$\alpha = 8,49^\circ$$

Selon le **RNV 2013**, pour une toiture à double versant vérifiant :

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

le coefficient de forme est pris égal à :

$$\mu = 0,8$$

Calcul de la charge surfacique

La charge de neige appliquée sur la toiture est donc :

$$s = 0,8 \times 0,92$$

D'où :

$$s = 0,736 \text{ kN/m}^2$$

Cette charge est appliquée verticalement sur les éléments de couverture et transmise aux pannes puis aux fermes principales de la structure.

2.3 Action du vent

Les structures métalliques de grande portée présentent généralement une sensibilité importante aux actions horizontales dues au vent, en raison de leur faible masse propre et de leurs surfaces exposées relativement importantes.

L'action du vent génère des pressions et des dépressions sur les différentes parois et surfaces de toiture du bâtiment. Ces sollicitations influencent directement le dimensionnement des

éléments porteurs ainsi que les systèmes de contreventement assurant la stabilité globale de l'ouvrage.

L'évaluation des charges de vent a été réalisée conformément aux prescriptions du **RNV 2013** en tenant compte :

- des caractéristiques géométriques réelles de la structure ;
- de la forme de la toiture ;
- des directions principales du vent ;
- de la rugosité du terrain d'implantation ;
- des pressions extérieures et intérieures appliquées au bâtiment.

2.3.1 Vitesse de référence du vent

Selon la carte des vitesses de référence du **RNV 2013**, la wilaya de Sétif appartient à la région correspondant à une vitesse de référence du vent égale à :

$$V_{ref} = 28 \text{ m/s}$$

Cette vitesse correspond à une période de retour conventionnelle de 50 ans et constitue la vitesse de base utilisée pour l'évaluation des actions du vent sur la structure.

2.3.2 Directions principales du vent

L'étude du vent a été menée suivant les deux directions principales correspondant à la géométrie réelle du bâtiment :

- un vent perpendiculaire au pignon ;
- un vent perpendiculaire au long-pan.

La Figure 2.2 présente les directions de vent considérées pour l'évaluation des pressions extérieures appliquées à la structure.

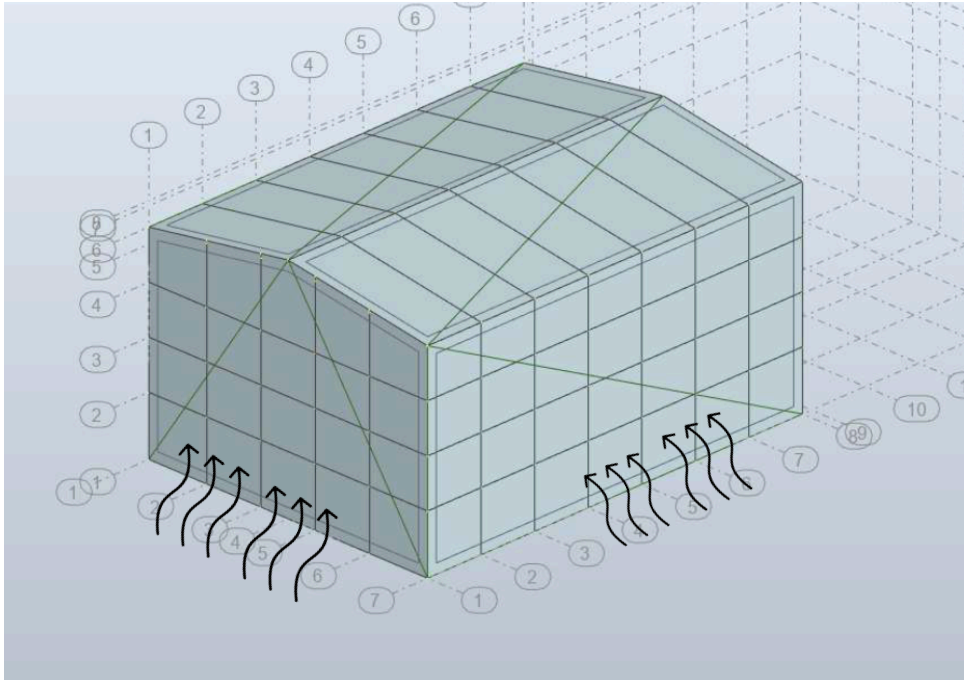


FIGURE 2.2 – Directions principales du vent appliquées à la gare routière.

2.3.3 Hauteur de référence

La hauteur de référence intervient dans la détermination de la pression dynamique du vent. Elle dépend des dimensions du bâtiment ainsi que de la direction du vent considérée.

La gare routière étudiée présente une toiture à double versant dont la hauteur maximale au faîtage est :

$$h = 22,55 \text{ m}$$

La hauteur au niveau des égouts de toiture est :

$$h_e = 20,25 \text{ m}$$

Compte tenu de la géométrie de l'ouvrage et conformément aux recommandations du **RNV 2013**, la hauteur de référence retenue pour le calcul des actions du vent est prise égale à la hauteur maximale du bâtiment :

$$z_e = h = 22,55 \text{ m}$$

Ce choix permet de considérer de manière conservatrice les effets du vent sur l'ensemble de la structure, notamment sur les fermes principales et les éléments de contreventement situés en partie supérieure de l'ouvrage.

2.3.4 Coefficients d'exposition

Coefficient de rugosité C_r

Le site d'implantation de la gare routière est assimilé à un terrain relativement dégagé. Le coefficient de rugosité est donc déterminé conformément aux prescriptions du **RNV 2013**.

Pour une hauteur de référence :

$$z_e = 22,55 \text{ m}$$

on obtient :

$$C_r = 1,16$$

Coefficient topographique C_t

Le site du projet étant implanté sur un terrain relativement plat sans relief topographique significatif, aucun effet d'accélération topographique du vent n'est pris en compte.

Le coefficient topographique est donc pris égal à :

$$C_t = 1$$

Coefficient de turbulence I_v

Le coefficient de turbulence est déterminé conformément au **RNV 2013** en fonction de la catégorie du terrain et de la hauteur de référence.

Pour le présent projet :

$$I_v = 0,19$$

Coefficient d'exposition C_e

Le coefficient d'exposition est déterminé par :

$$C_e(z) = C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] \quad (2.3)$$

En remplaçant les valeurs obtenues :

$$C_e = 1,16^2 \times (1 + 7 \times 0,19)$$

On obtient :

$$C_e = 3,15$$

2.3.5 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression extérieure dépendent principalement :

- de la géométrie du bâtiment ;
- de l'élancement des façades ;
- de la forme de la toiture ;
- de la direction du vent.

La gare routière étudiée présente une toiture à double versant inclinée d'un angle :

$$\alpha = 8,49^\circ$$

Les différentes zones de pression appliquées aux parois verticales et à la toiture sont déterminées conformément au **RNV 2013**.

Vent perpendiculaire au long-pan

Dans cette configuration, le vent agit perpendiculairement à la façade longitudinale du bâtiment.

Pour le bloc A :

$$b = 42\text{ m}$$

$$d = 30,8\text{ m}$$

L'élancement de la structure est donc :

$$\frac{h}{d} = \frac{22,55}{30,8} = 0,73$$

La dimension caractéristique des zones de rive est déterminée par :

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

d'où :

$$e = \min(42; 45,1) = 42\text{ m}$$

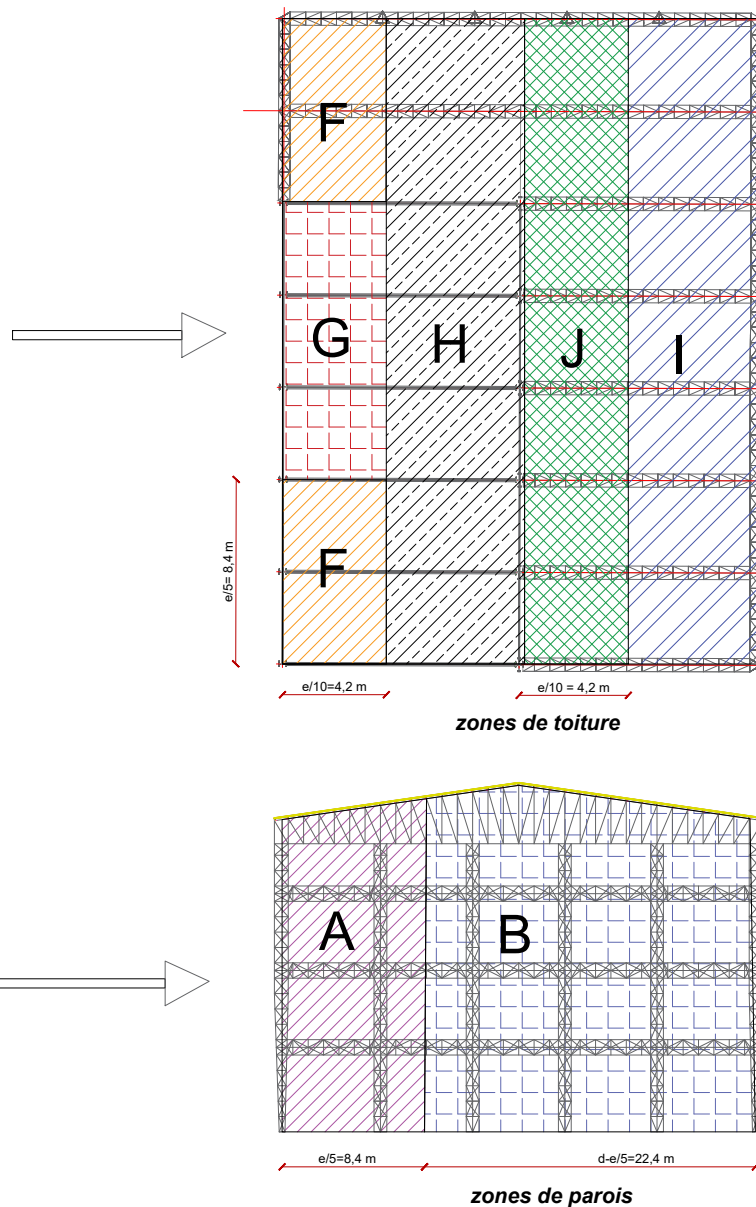
Comme :

$$d < e$$

les parois latérales comportent uniquement les zones A et B.

TABLE 2.1 – Coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ – Vent perpendiculaire au long-pan.

Parois	A	B	D	E	Toiture				
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	+0,764	-0,428	F	G	H	I	J
Dépression	–				-1,421	-1,06	-0,5	-0,53	-0,426
Surpression	–				+0,07	+0,07	+0,07	-0,4	+0,13

**FIGURE 2.3** – Répartition des zones de pression cas Vent perpendiculaire au long-pan.

Vent perpendiculaire au pignon

Dans cette configuration, le vent agit perpendiculairement à la façade transversale du bâtiment.

Pour le bloc A :

$$b = 30,8 \, m$$

$$d = 42 \, m$$

L'élancement correspondant est :

$$\frac{h}{d} = \frac{22,55}{42} = 0,54$$

La dimension caractéristique des zones de rive est :

$$e = \min(30,8; 45,1) = 30,8 \, m$$

Comme :

$$d > e$$

la zone C apparaît sur les parois latérales du bâtiment.

TABLE 2.2 – Coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ – Vent perpendiculaire au pignon.

A	B	C	D	E	F	G	H	I
-1,2	-0,8	-0,5	+0,739	-0,377	-1,495	-1,3	-0,665	-0,565

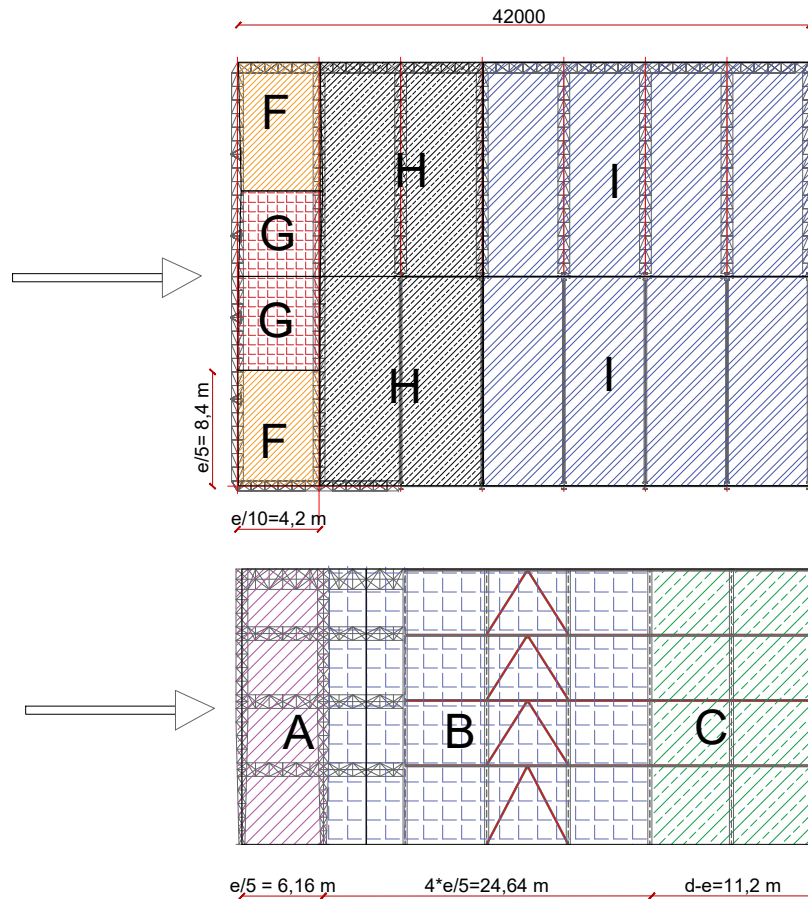


FIGURE 2.4 – Répartition des zones de pression cas Vent perpendiculaire au long-pan.

2.3.6 Coefficients de pression intérieure C_{pi}

Les pressions intérieures dépendent principalement du degré d'ouverture du bâtiment ainsi que de la répartition des ouvertures sur les différentes façades.

Compte tenu de la configuration architecturale de la gare routière, notamment la présence d'importantes surfaces vitrées et de zones potentiellement ouvertes au niveau de la halle principale, le bâtiment est assimilé à une structure semi-ouverte.

Conformément aux recommandations du **RNV 2013**, les deux cas de pression intérieure les plus défavorables sont considérés :

$$C_{pi} = +0,2$$

et

$$C_{pi} = -0,3$$

Cette approche permet d'envelopper les sollicitations maximales susceptibles d'être appliquées aux éléments de couverture, aux façades ainsi qu'aux systèmes de contreventement.

2.3.7 Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe est déterminée conformément au **RNV 2013** par la relation suivante :

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \rho V_{ref}^2 C_e(z) C_t \quad (2.4)$$

avec :

- $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$: masse volumique de l'air ;
- $V_{ref} = 28 \text{ m/s}$: vitesse de référence du vent ;
- $C_e(z) = 3,15$: coefficient d'exposition ;
- $C_t = 1$: coefficient topographique.

En remplaçant les valeurs numériques :

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 28^2 \times 3,15 \times 1$$

On obtient :

$$q_p(z) = 1543,5 \text{ N/m}^2$$

2.3.8 Pressions nettes résultantes

Les pressions nettes appliquées aux différentes parois et surfaces de toiture sont obtenues par la combinaison des pressions extérieures et intérieures selon la relation :

$$W = (C_{pe} - C_{pi}) \times q_p(z) \quad (2.5)$$

Les calculs sont effectués pour les deux cas de pression intérieure afin de retenir les sollicitations les plus défavorables pour le dimensionnement des différents éléments de la structure.

Vent perpendiculaire au long-pan

Les pressions nettes obtenues pour un vent perpendiculaire au long-pan sont regroupées dans le Tableau 2.3.

TABLE 2.3 – Pressions nettes résultantes – Vent perpendiculaire au long-pan.

Zone	C_{pe}	$W(C_{pi} = +0,2)$ (N/m ²)	$W(C_{pi} = -0,3)$ (N/m ²)	Cas retenu (N/m ²)
A	-1,2	-2000	-1286	-2000
B	-0,8	-1429	-714	-1429
D	+0,764	+806	+1520	+1520
E	-0,428	-897	-183	-897
F	-1,421	-2316	-1602	-2316
G	-1,06	-1800	-1086	-1800
H	-0,5	-1000	-286	-1000
I	-0,53	-1043	-329	-1043
J	-0,426	-894	-180	-894

Vent perpendiculaire au pignon

Les pressions nettes correspondant à un vent perpendiculaire au pignon sont présentées dans le Tableau 2.4.

TABLE 2.4 – Pressions nettes résultantes – Vent perpendiculaire au long-pan.

Zone	C_{pe}	$W(C_{pi} = +0,2)$ (N/m ²)	$W(C_{pi} = -0,3)$ (N/m ²)	Cas retenu (N/m ²)
A	-1,2	-2000	-1286	-2000
B	-0,8	-1429	-714	-1429
C	-0,5	-1000	-286	-1000
D	+0,739	+770	+1485	+1485
E	-0,377	-825	-110	-825
F	-1,495	-2422	-1707	-2422
G	-1,3	-2143	-1428	-2143
H	-0,665	-1236	-522	-1236
I	-0,565	-1093	-379	-1093

2.3.9 Résultantes globales des actions du vent

Afin d'évaluer l'influence globale du vent sur la stabilité de la structure, les pressions nettes précédemment déterminées ont été transformées en résultantes horizontales appliquées sur les principales façades de l'ouvrage.

Les calculs ont été réalisés conformément au **RNV 2013** pour les deux hypothèses de pression intérieure :

$$C_{pi} = +0.2$$

et :

$$C_{pi} = -0.3$$

Les résultantes globales ont été déterminées à partir de la relation suivante :

$$F = W \times A$$

où :

- F : force globale appliquée sur la paroi ;
- W : pression nette résultante retenue ;
- A : surface de la paroi considérée.

Vent perpendiculaire au long-pan Les surfaces de référence des façades longitudinales sont données dans le tableau suivant.

TABLE 2.5 – Surfaces de référence – Vent perpendiculaire au long-pan

Paroi	$A \text{ (m}^2\text{)}$	h/d
D	947.10	0.73
E	947.10	0.73

Les efforts globaux obtenus sur les façades longitudinales sont résumés dans le tableau suivant.

TABLE 2.6 – Résultantes globales – Vent perpendiculaire au long-pan

Paroi	Pression retenue (N/m ²)	Force globale (kN)
D	806	763.25
E	-897	849.86

La résultante globale du vent suivant la direction longitudinale devient :

$$F_{V1} = 1613.10 \text{ kN}$$

Vent perpendiculaire au pignon Les surfaces de référence des façades transversales sont données dans le tableau suivant.

TABLE 2.7 – Surfaces de référence – Vent perpendiculaire au pignon

Paroi	$A \text{ (m}^2\text{)}$	h/d
D	694.54	0.54
E	694.54	0.54

Les efforts globaux obtenus sur les façades transversales sont résumés dans le tableau suivant.

TABLE 2.8 – Résultantes globales – Vent perpendiculaire au pignon

Paroi	Pression retenue (N/m ²)	Force globale (kN)
D	770	534.90
E	-825	572.91

La résultante globale du vent suivant la direction transversale devient :

$$F_{V2} = 1107.81 \text{ kN}$$

Les résultats obtenus montrent que les actions globales du vent deviennent relativement importantes compte tenu des grandes surfaces exposées et de la légèreté de la structure métallique.

Ces résultantes globales seront utilisées ultérieurement dans le chapitre d'étude dynamique afin de comparer l'influence relative des actions du vent et du séisme sur le comportement global de la structure.

Conclusion

L'étude des charges climatiques appliquées à la gare routière a permis de déterminer les sollicitations dues à la neige et au vent conformément aux prescriptions du **RNV 2013**. Les différentes actions climatiques ont été évaluées en tenant compte des caractéristiques géométriques réelles de la structure, de la forme de la toiture ainsi que des conditions d'implantation du projet.

Les calculs réalisés ont permis de déterminer les charges surfaciques appliquées sur les éléments de couverture, les façades et les systèmes de contreventement pour les différentes directions du vent les plus défavorables.

Les résultantes globales des actions du vent ont également été déterminées afin d'évaluer l'influence des efforts horizontaux appliqués à l'échelle globale de la structure. Les résultats obtenus ont montré que les efforts générés par le vent deviennent particulièrement importants compte tenu des grandes surfaces exposées et de la légèreté de la structure métallique.

L'ensemble des sollicitations déterminées dans ce chapitre servira de base pour le dimensionnement des principaux éléments porteurs ainsi que pour l'étude de stabilité et l'analyse dynamique de la structure dans les chapitres suivants.

Chapitre 3

Vérification des éléments secondaires

3.1 Introduction

Les éléments secondaires, bien que de dimensions plus réduites que l'ossature principale, jouent un rôle fondamental dans la structure de la gare routière. Ils constituent le trait d'union direct entre l'enveloppe du bâtiment (toiture et façades) et les portiques principaux.

Leur fonction est triple :

- **Transmission des charges** : Ils collectent les efforts surfaciques (poids propre, neige et vent) pour les transmettre de manière ponctuelle aux éléments porteurs ;
- **Support de l'enveloppe** : Ils assurent le maintien rigide du bac acier et du bardage, garantissant ainsi l'étanchéité et l'isolation de l'ouvrage ;
- **Stabilité locale** : Ils participent souvent au maintien latéral des membrures des portiques, limitant ainsi les risques d'instabilité comme le déversement ou le flambement.

3.2 Dimensionnement des pannes

3.2.1 Introduction

Les pannes constituent les éléments secondaires de la charpente métallique assurant le support direct de la couverture. Elles transmettent les charges climatiques et permanentes aux éléments porteurs principaux de la structure, notamment les fermes métalliques.

Dans le présent projet, les pannes sont disposées suivant la pente de la toiture et reposent simplement sur les traverses des fermes principales. Elles assurent le support des panneaux sandwich constituant la couverture de la gare routière.

La Figure 3.1 présente la disposition générale des pannes au niveau de la toiture.

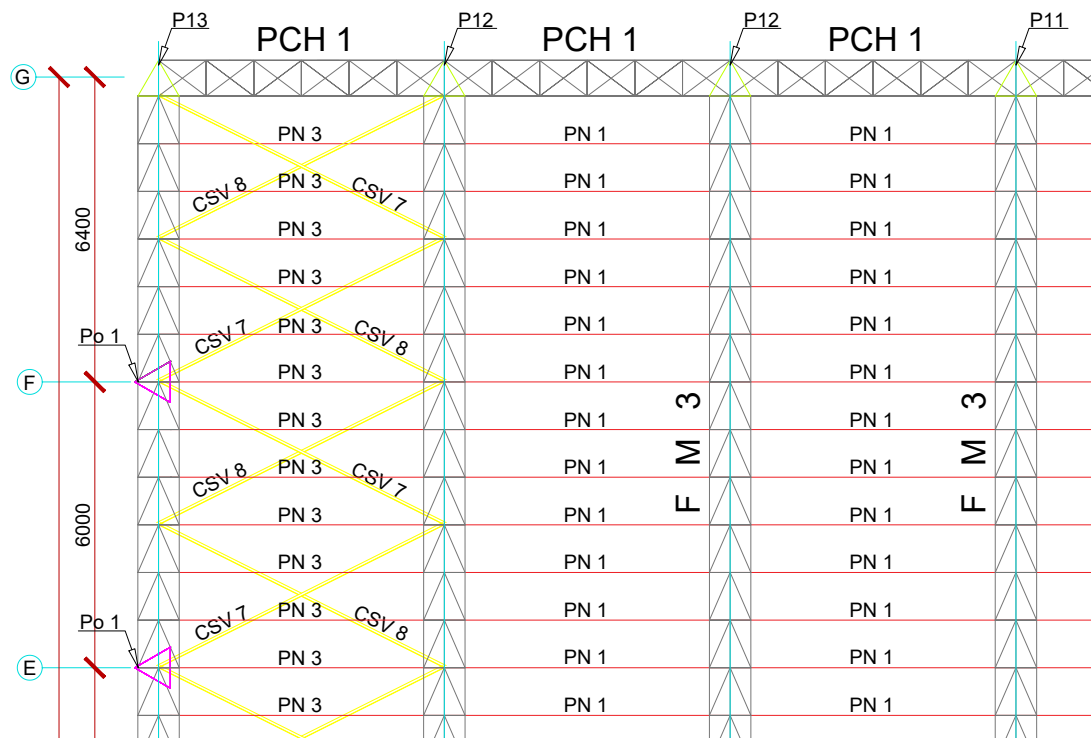


FIGURE 3.1 – Disposition des pannes au niveau de la toiture.

Compte tenu de l'inclinaison de la toiture, les pannes sont soumises à une flexion déviée résultant de la décomposition des charges suivant les axes principaux de la section.

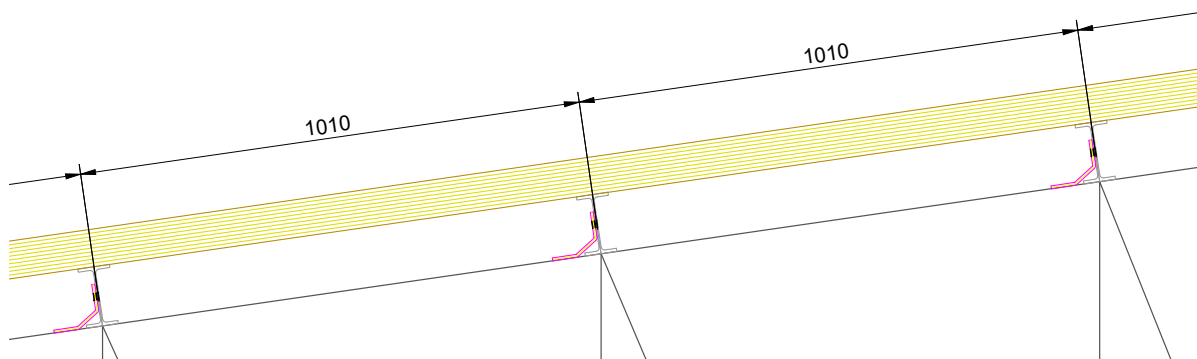


FIGURE 3.2 – disposition des pannes.

3.2.2 Hypothèses de calcul

Les pannes de toiture sont étudiées comme des poutres simplement appuyées travaillant en flexion déviée sous l'effet des charges verticales et des actions climatiques.

Les hypothèses de calcul adoptées sont les suivantes :

— portée des pannes :

$$L = 6,00 \text{ m}$$

— entraxe entre pannes :

$$e = 1,01 \text{ m}$$

— pente de la toiture :

$$i = 14,61\%$$

soit un angle d'inclinaison :

$$\alpha = 8,31^\circ$$

— acier de nuance :

$$S235$$

— module d'élasticité :

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

Le choix initial des pannes est effectué à partir des recommandations usuelles de prédimensionnement des charpentes métalliques.

Pour des portées voisines de 6 m, le poids linéique des pannes métalliques est généralement compris entre :

$$9 < G_{\text{panne}} < 15 \text{ kg/ml}$$

Compte tenu des sollicitations climatiques importantes appliquées à la toiture de la gare routière, un profilé provisoire de type IPE est retenu afin de procéder à l'évaluation détaillée des charges et au dimensionnement complet des pannes.

3.2.3 Évaluation des charges

Les pannes de toiture sont soumises à des charges permanentes ainsi qu'à des actions climatiques dues à la neige et au vent.

Les charges surfaciques appliquées à la couverture sont transformées en charges linéaires agissant sur chaque panne à partir de l'entraxe entre pannes :

$$e = 1,01 \text{ m}$$

Compte tenu de l'inclinaison de la toiture, les charges verticales génèrent une flexion déviée des pannes suivant les axes principaux de la section.

Charges permanentes

Les charges permanentes appliquées aux pannes comprennent :

- le poids propre du profilé métallique ;
- le poids de la couverture en panneaux sandwich ;
- le poids des accessoires de fixation et d'étanchéité.

Poids propre des pannes Dans le cadre du prédimensionnement, le poids propre des pannes est estimé forfaitairement à :

$$g_1 = 15 \text{ daN/ml}$$

Cette valeur sera vérifiée ultérieurement après le choix définitif du profilé à partir des vérifications de résistance, de stabilité et de déformation.

Poids de la couverture La couverture de la toiture est constituée de panneaux sandwich métalliques d'épaisseur approximative 60 mm , assurant simultanément les fonctions d'étanchéité et d'isolation thermique.

Le poids surfacique correspondant est pris égal à :

$$g_2 = 17 \text{ daN/m}^2$$

La charge linéaire transmise à une panne est donc :

$$g_2 = 17 \times 1,01$$

$$g_2 = 17,17 \text{ daN/ml}$$

Poids des accessoires Le poids des accessoires de fixation, de recouvrement et d'étanchéité est pris forfaitairement égal au tiers du poids propre de la panne :

$$g_3 = \frac{15}{3}$$

$$g_3 = 5 \text{ daN/ml}$$

Charge permanente totale La charge permanente totale appliquée à chaque panne est donc :

$$G = g_1 + g_2 + g_3$$

$$G = 15 + 17,17 + 5$$

$$G = 37,17 \text{ daN/ml}$$

Charge d'entretien

La toiture étudiée étant inaccessible au public, une surcharge d'entretien est néanmoins prise en compte afin de considérer les opérations de maintenance éventuelles.

Cette charge est modélisée par la présence de deux ouvriers de poids unitaire :

$$P = 100 \text{ daN}$$

placés aux positions les plus défavorables sur la panne.

Afin de simplifier les calculs, les deux charges ponctuelles sont remplacées par une charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment fléchissant maximal.

Pour une poutre simplement appuyée, l'équivalence est obtenue en identifiant :

$$\frac{qL^2}{8} = \frac{PL}{3}$$

d'où :

$$q = \frac{8P}{3L}$$

avec :

$$L = 6 \text{ m}$$

On obtient :

$$Q_e = \frac{8 \times 100}{3 \times 6}$$

$$Q_e = 44,4 \text{ daN/ml}$$

Cette charge sera prise en compte dans les combinaisons de calcul des pannes.

Charges de neige

Conformément aux prescriptions du RNV 2013, les pannes de toiture sont soumises à une surcharge de neige normale ainsi qu'à une surcharge de neige extrême permettant de prendre en compte les accumulations exceptionnelles susceptibles de se produire sur la couverture.

La surcharge surfacique de neige normale obtenue au chapitre précédent est :

$$S_n = 73,6 \text{ daN/m}^2$$

La charge linéaire de neige normale appliquée à une panne est donnée par :

$$Q_s = S_n \times e$$

avec :

$$e = 1,01, m$$

D'où :

$$Q_s = 73,6 \times 1,01$$

$$Q_s = 74,34, daN/ml$$

Par ailleurs, le RNV 2013 prévoit la vérification d'un cas de neige extrême défini par :

$$S_e = \frac{5}{3} S_n$$

soit :

$$S_e = \frac{5}{3} \times 73,6$$

$$S_e = 122,67, daN/m^2$$

La charge linéaire correspondante est :

$$Q_{se} = S_e \times e$$

$$Q_{se} = 122,67 \times 1,01$$

$$Q_{se} = 123,90, daN/ml$$

Les charges Q_s et Q_{se} seront utilisées ultérieurement dans les différentes combinaisons de calcul afin d'identifier le cas de chargement le plus défavorable pour le dimensionnement des pannes.

Charges de vent

Conformément aux résultats obtenus lors de l'étude climatique présentée au chapitre précédent, les pannes de toiture sont soumises à une charge de vent normale ainsi qu'à une charge de vent extrême permettant de prendre en compte les effets exceptionnels de soulèvement sur la couverture.

Le cas le plus défavorable correspond à la dépression maximale exercée sur la toiture sous l'action d'un vent perpendiculaire au long-pan.

La pression surfacique de vent normale est :

$$W_n = -242,2 \text{ daN/m}^2$$

La charge linéaire de vent normale appliquée à une panne est déterminée par :

$$Q_{wn} = W_n \times e$$

avec :

$$e = 1,01 \text{ m}$$

D'où :

$$Q_{wn} = -242,2 \times 1,01$$

$$Q_{wn} = -244,60 \text{ daN/ml}$$

Par ailleurs, la vérification sous vent extrême est réalisée afin de tenir compte d'un phénomène exceptionnel de soulèvement de la toiture.

La charge linéaire de vent extrême est obtenue à partir de la charge de vent normale selon la relation :

$$Q_{we} = 1,75 Q_{wn}$$

soit :

$$Q_{we} = 1,75 \times (-244,60)$$

$$Q_{we} = -428,05 \text{ daN/ml}$$

Les charges Q_{wn} et Q_{we} seront utilisées ultérieurement dans les différentes combinaisons de calcul afin d'identifier le cas de chargement le plus défavorable pour le dimensionnement des pannes vis-à-vis des phénomènes de soulèvement.

Synthèse des charges

Les différentes charges linéaires appliquées aux pannes de toiture sont récapitulées dans le Tableau 3.1.

TABLE 3.1 – Synthèse des charges appliquées aux pannes.

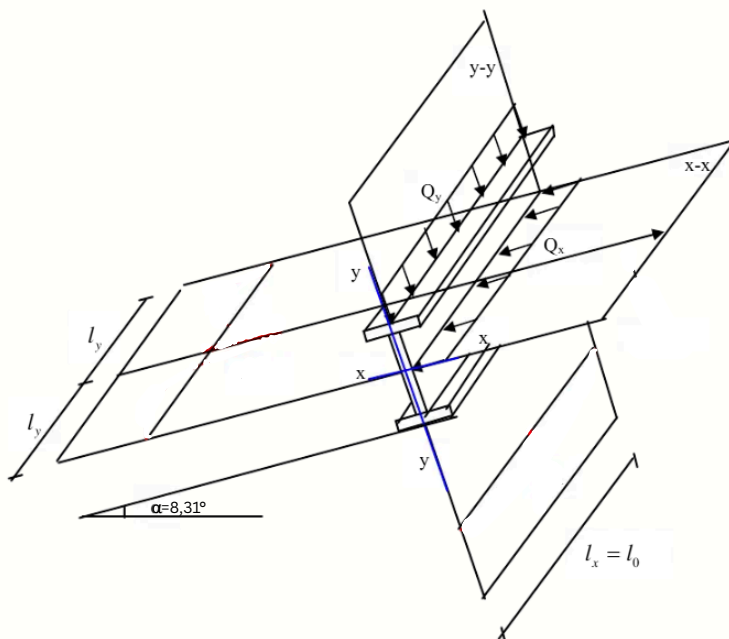
Type de charge	Désignation	Valeur (daN/ml)
Charge permanente	G	37,17
Charge d'entretien	Q_e	44,4
Charge de neige	Q_s	74,34
Charge de neige extrême	Q_{se}	123,9
Charge de vent normal	Q_{wn}	-244,60
Charge de vent extrême	Q_{we}	-428,05

3.2.4 Projection des charges sur les axes principaux

Les pannes de toiture étant disposées suivant la pente du versant, les charges appliquées génèrent une flexion déviée suivant les deux axes principaux de la section.

L'axe $y - y$ correspond à l'axe de forte inertie du profilé IPE, tandis que l'axe $z - z$ correspond à l'axe de faible inertie.

La Figure 3.3 illustre les axes principaux de la panne ainsi que les directions des charges appliquées.

**FIGURE 3.3** – Axes principaux et directions des charges appliquées sur la panne.

L'angle d'inclinaison de la toiture est :

$$\alpha = 8,31^\circ$$

Les charges gravitaires étant verticales, elles sont décomposées suivant les axes principaux du profilé selon les relations suivantes :

$$q_y = q \cos \alpha$$

$$q_z = q \sin \alpha$$

Le vent agissant perpendiculairement au versant de toiture, son action est considérée suivant l'axe de forte inertie de la panne.

TABLE 3.2 – Projection des charges sur les axes principaux des pannes.

Charge	q_y (daN/ml)	q_z (daN/ml)
G	$37,17 \times \cos 8,31^\circ = 36,78$	$37,17 \times \sin 8,31^\circ = 5,38$
Q_e	$44,4 \times \cos 8,31^\circ = 43,93$	$44,4 \times \sin 8,31^\circ = 6,42$
Q_s	$74,34 \times \cos 8,31^\circ = 73,56$	$74,34 \times \sin 8,31^\circ = 10,76$
Q_{se}	$123,9 \times \cos 8,31^\circ = 122,6$	$123,9 \times \sin 8,31^\circ = 17,91$
Q_w	$-244,60$	0
Q_{we}	$-428,05$	0

3.2.5 Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges sont établies afin de déterminer les sollicitations les plus défavorables appliquées aux pannes de toiture. Compte tenu de l'inclinaison des versants, les charges sont décomposées suivant les axes principaux (y-y) et (z-z) du profilé.

Combinaisons à l'état limite de service (ELS)

Les combinaisons à l'état limite de service sont utilisées pour la vérification des déformations des pannes de toiture.

Combinaison $G + Q_e$

Projection suivant l'axe $y - y$

$$q_{y,ELS,1} = G_y + Q_{e,y}$$

$$q_{y,ELS,1} = 36,78 + 43,93$$

$$q_{y,ELS,1} = 80,71, daN/ml$$

Projection suivant l'axe $z - z$

$$q_{z,ELS,1} = G_z + Q_{e,z}$$

$$q_{z,ELS,1} = 5,38 + 6,42$$

$$q_{z,ELS,1} = 11,80, daN/ml$$

Combinaison $G + Q_s$

Projection suivant l'axe $y - y$

$$q_{y,ELS,2} = G_y + Q_{s,y}$$

$$q_{y,ELS,2} = 36,78 + 73,56$$

$$q_{y,ELS,2} = 110,34, daN/ml$$

Projection suivant l'axe $z - z$

$$q_{z,ELS,2} = G_z + Q_{s,z}$$

$$q_{z,ELS,2} = 5,38 + 10,76$$

$$q_{z,ELS,2} = 16,14, daN/ml$$

Combinaison $G + Q_{wn}$

Projection suivant l'axe $y - y$

$$q_{y,ELS,3} = G_y + Q_{wn}$$

$$q_{y,ELS,3} = 36,78 - 244,60$$

$$q_{y,ELS,3} = -207,82, daN/ml$$

Projection suivant l'axe $z - z$

$$q_{z,ELS,3} = G_z$$

$$q_{z,ELS,3} = 5,38, daN/ml$$

Combinaison $G + Q_s + Q_{wn}$

Projection suivant l'axe $y - y$

$$q_{y,ELS,4} = G_y + Q_{s,y} + Q_{wn}$$

$$q_{y,ELS,4} = 36,78 + 73,56 - 244,60$$

$$q_{y,ELS,4} = -134,26, daN/ml$$

Projection suivant l'axe $z - z$

$$q_{z,ELS,4} = G_z + Q_{s,z}$$

$$q_{z,ELS,4} = 5,38 + 10,76$$

$$q_{z,ELS,4} = 16,14, daN/ml$$

TABLE 3.3 – Synthèse des combinaisons de charges à l'ELS

Combinaison	$q_y \text{ daN/ml}$	$q_z \text{ daN/ml}$
$G + Q_e$	80,71	11,80
$G + Q_s$	110,34	16,14
$G + Q_{wn}$	-207,82	5,38
$G + Q_s + Q_{wn}$	-134,26	16,14

Les valeurs maximales retenues pour les vérifications à l'état limite de service sont :

$$|q_{y,ELS}|_{max} = 207,82, daN/ml$$

$$q_{z,ELS,max} = 16,14, daN/ml$$

Combinaisons à l'état limite ultime (ELU)

Les combinaisons à l'état limite ultime sont utilisées pour la vérification de la résistance des pannes.

Combinaison $1,35G + 1,50Q_e$

Projection suivant l'axe $y - y$

$$q_{y,ELU,1} = 1,35G_y + 1,50Q_{e,y}$$

$$q_{y,ELU,1} = 1,35 \times 36,78 + 1,50 \times 43,93$$

$$q_{y,ELU,1} = 115,61, daN/ml$$

Projection suivant l'axe $z - z$

$$q_{z,ELU,1} = 1,35G_z + 1,50Q_{e,z}$$

$$q_{z,ELU,1} = 1,35 \times 5,38 + 1,50 \times 6,42$$

$$q_{z,ELU,1} = 16,89, daN/ml$$

Combinaison $1,35G + 1,50Q_s$

Projection suivant l'axe $y - y$

$$q_{y,ELU,2} = 1,35G_y + 1,50Q_{s,y}$$

$$q_{y,ELU,2} = 1,35 \times 36,78 + 1,50 \times 73,56$$

$$q_{y,ELU,2} = 159,98, daN/ml$$

Projection suivant l'axe $z - z$

$$q_{z,ELU,2} = 1,35G_z + 1,50Q_{s,z}$$

$$q_{z,ELU,2} = 1,35 \times 5,38 + 1,50 \times 10,76$$

$$q_{z,ELU,2} = 23,38, daN/ml$$

Combinaison $G + Q_{se}$

Projection suivant l'axe $y - y$

$$q_{y,ELU,3} = G_y + Q_{se,y}$$

$$q_{y,ELU,3} = 36,78 + 122,60$$

$$q_{y,ELU,3} = 159,38, daN/ml$$

Projection suivant l'axe $z - z$

$$q_{z,ELU,3} = G_z + Q_{se,z}$$

$$q_{z,ELU,3} = 5,38 + 17,91$$

$$q_{z,ELU,3} = 23,29, daN/ml$$

Combinaison $G + 1,50Q_{wn}$

Projection suivant l'axe $y - y$

$$q_{y,ELU,4} = G_y + 1,50Q_{wn}$$

$$q_{y,ELU,4} = 36,78 + 1,50(-244,60)$$

$$q_{y,ELU,4} = -330,12, daN/ml$$

Projection suivant l'axe $z - z$

$$q_{z,ELU,4} = G_z$$

$$q_{z,ELU,4} = 5,38, daN/ml$$

Combinaison $G + Q_{we}$

Projection suivant l'axe $y - y$

$$q_{y,ELU,5} = G_y + Q_{we}$$

$$q_{y,ELU,5} = 36,78 - 428,05$$

$$q_{y,ELU,5} = -391,27, daN/ml$$

Projection suivant l'axe $z - z$

$$q_{z,ELU,5} = G_z$$

$$q_{z,ELU,5} = 5,38, daN/ml$$

Combinaison $1,35G + 1,50Q_s + 1,50Q_{wn}$

Projection suivant l'axe $y - y$

$$q_{y,ELU,6} = 1,35G_y + 1,50Q_{s,y} + 1,50Q_{wn}$$

$$q_{y,ELU,6} = 49,65 + 110,34 - 366,90$$

$$q_{y,ELU,6} = -206,91, daN/ml$$

Projection suivant l'axe $(z-z)$

$$q_{z,ELU,6} = 23,38, daN/ml$$

Combinaison $G + Q_{se} + Q_{we}$

Projection suivant l'axe $y - y$

$$q_{y,ELU,7} = G_y + Q_{se,y} + Q_{we}$$

$$q_{y,ELU,7} = 36,78 + 122,60 - 428,05$$

$$q_{y,ELU,7} = -268,67, daN/ml$$

Projection suivant l'axe $z - z$

$$q_{z,ELU,7} = 23,29, daN/ml$$

TABLE 3.4 – Synthèse des combinaisons de charges à l'ELU

Combinaison	q_y daN/ml	q_z daN/ml
$1,35G + 1,50Q_e$	115,61	16,89
$1,35G + 1,50Q_s$	159,98	23,38
$G + Q_{se}$	159,38	23,29
$G + 1,50Q_{wn}$	-330,12	5,38
$G + Q_{we}$	-391,27	5,38
$1,35G + 1,50Q_s + 1,50Q_{wn}$	-206,91	23,38
$G + Q_{se} + Q_{we}$	-268,67	23,29

Les sollicitations maximales sous charges gravitaires sont obtenues pour la combinaison :

$$1,35G + 1,50Q_s$$

qui conduit à :

$$q_{y,ELU} = 159,98, daN/ml$$

$$q_{z,ELU} = 23,38, daN/ml$$

Pour les phénomènes de soulèvement, la combinaison la plus défavorable correspond à :

$$G + Q_{we}$$

qui génère :

$$q_{y,ELU} = -391,27, daN/ml$$

Ces valeurs seront retenues pour les vérifications de résistance des pannes.

3.2.6 Calcul des sollicitations internes

Les pannes sont assimilées à des poutres simplement appuyées soumises à des charges uniformément réparties.

Les sollicitations maximales sont déterminées à partir des relations suivantes :

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8}$$

$$T_{max} = \frac{qL}{2}$$

avec :

$$L = 6 m$$

Les calculs sont effectués suivant les deux axes principaux de la section afin de prendre en compte la flexion déviée des pannes.

Prédimensionnement suivant la condition de flèche

Le prédimensionnement des pannes est réalisé à partir de la vérification de la flèche sous les charges de service. Cette approche permet d'estimer les caractéristiques minimales de la section avant d'effectuer les vérifications de résistance à l'état limite ultime.

La flèche admissible des pannes est limitée à :

$$f_{adm} = \frac{L}{200}$$

avec :

$$L = 6,00, m$$

soit :

$$f_{adm} = \frac{600}{200}$$

$$f_{adm} = 3,00, cm$$

D'après les combinaisons de charges à l'état limite de service, les sollicitations maximales retenues sont :

$$|q_y|_{max} = 207,82, daN/ml$$

$$q_{z,max} = 16,14, daN/ml$$

Ces valeurs seront utilisées pour déterminer les moments d'inertie minimaux requis suivant les axes principaux de la section.

3.2.7 Détermination des inerties minimales requises

Les pannes sont assimilées à des poutres simplement appuyées soumises à une charge uniformément répartie. La flèche maximale est donnée par la relation :

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

La condition de vérification s'écrit :

$$f \leq f_{adm}$$

d'où l'inertie minimale requise :

$$I_{min} = \frac{5qL^4}{384Ef_{adm}}$$

avec :

$$L = 600, cm$$

$$E = 2,1 \times 10^6, daN/cm^2$$

$$f_{adm} = 3, cm$$

Inertie minimale suivant l'axe (y-y)

En utilisant la charge maximale :

$$|q_y|_{max} = 207,82, daN/ml$$

soit :

$$q_y = 2,0782, daN/cm$$

on obtient :

$$\frac{5 \times 2,0782 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3}$$

$$I_{y,min} = 557,3, cm^4$$

Les inerties minimales requises pour satisfaire la condition de flèche sont donc :

$$I_{y,min} = 557,3, cm^4$$

Choix de la section

Les inerties minimales requises obtenues précédemment sont :

$$I_{y,min} = 557,3, cm^4$$

Après consultation des tables de profilés laminés européens, le profilé IPE 160 AA est retenu pour le dimensionnement des pannes.

Les caractéristiques géométriques de ce profilé sont résumées dans le Tableau 3.5.

TABLE 3.5 – Caractéristiques géométriques du profilé IPE 160 AA

Caractéristique	Valeur
Hauteur h	156,4 mm
Largeur b	82 mm
Aire A	7,24 cm ²
Moment d'inertie I_y	646 cm ⁴
Moment d'inertie I_z	51,6 cm ⁴
Module de résistance W_y	82,6 cm ³
Masse linéique	12,1 kg/m

Vérification de la flèche suivant l'axe $z - z$

Le profilé retenu est un IPE 160 AA dont les caractéristiques géométriques sont présentées dans le Tableau 3.5.

La flèche suivant l'axe de faible inertie est donnée par :

$$f_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_z}$$

avec :

$$q_z = 16,14, daN/ml = 0,1614, daN/cm$$

$$L = 600, cm$$

$$E = 21000, kN/cm^2$$

$$I_z = 51,6, cm^4$$

D'où :

$$f_z = \frac{5 \times 0,1614 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 51,6}$$

$$f_z = 2,49, cm$$

La flèche admissible étant :

$$\frac{600}{200} = 3, cm$$

on obtient :

$$f_z < f_{adm}$$

Le déplacement de la panne dans le plan du versant est donc admissible.

Vérification de la flèche combinée

La vérification de la flèche combinée est effectuée à partir de la relation :

$$\sqrt{f_y^2 + f_z^2} \leq \frac{L}{200}$$

La flèche suivant l'axe fort vaut :

$$f_y = \frac{5 \times 2,0782 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 646}$$

$$f_y = 2,58, cm$$

La flèche suivant l'axe faible est :

$$f_z = 2,49, cm$$

D'où :

$$\sqrt{2,58^2 + 2,49^2}$$

$$3,58, cm$$

Or :

$$3,58 > 3,00, cm$$

La condition de flèche n'est donc pas satisfaite.

Afin de réduire le déplacement dans le plan du versant, deux solutions peuvent être envisagées :

- augmenter la section de la panne ;
- prévoir des liernes à mi-portée des pannes.

La seconde solution est retenue car elle permet d'améliorer le comportement de la structure sans augmenter significativement le poids propre des éléments.

Vérification de la flèche combinée après mise en place des liernes

Afin de réduire le déplacement des pannes dans le plan du versant, une file de liernes est disposée à mi-portée. Ces éléments constituent des appuis intermédiaires suivant l'axe de faible inertie et permettent ainsi de diminuer la flèche f_z .

La disposition adoptée est illustrée par la Figure 5.3.

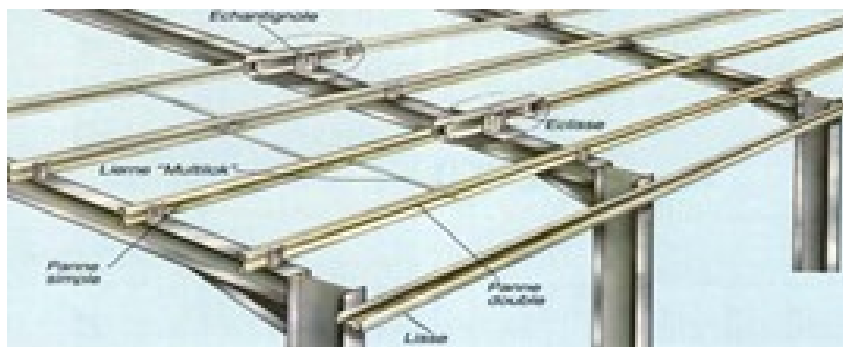


FIGURE 3.4 – Disposition des liernes à mi-portée des pannes

La présence de la lierne divise la portée libre suivant l'axe $z - z$ en deux travées égales :

$$L' = \frac{L}{2}$$

$$L' = \frac{600}{2} = 300, cm$$

La flèche suivant l'axe de faible inertie devient alors :

$$f_z = \frac{5q_z L'^4}{384EI_z}$$

$$f_z = \frac{5 \times 0,1614 \times 300^4}{384 \times 21000 \times 51,6}$$

$$f_z = 0,156, cm$$

La flèche suivant l'axe fort reste inchangée :

$$f_y = 2,58, cm$$

La vérification de la flèche combinée s'écrit :

$$\sqrt{f_y^2 + f_z^2} \leq \frac{L}{200}$$

$$\sqrt{2,58^2 + 0,156^2}$$

$$2,58, cm$$

Or :

$$2,58 < 3,00, cm$$

La condition de flèche est donc satisfaite.

L'utilisation d'une file de liernes à mi-portée permet de limiter efficacement le déplacement transversal des pannes et d'assurer le respect du critère de service. Le profilé IPE 160 AA est ainsi retenu pour la suite des vérifications.

3.2.8 Classification de la section

La classification de la section est effectuée conformément aux dispositions de l'Eurocode 3 afin de déterminer le type d'analyse pouvant être adopté pour la vérification de la résistance de la panne.

Le profilé retenu est un IPE 160 AA réalisé en acier S275.

Le coefficient de classification vaut :

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

avec :

$$f_y = 275, MPa$$

d'où :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}}$$

$$\varepsilon = 0,924$$

Vérification de la semelle comprimée

Pour un profilé IPE 160 AA :

$$\frac{b}{2} = \frac{82}{2} = 41, mm$$

$$t_f = 5,6, mm$$

On obtient :

$$\frac{41}{5,6}$$

$$\frac{b/2}{t_f} = 7,32$$

La limite de la classe 1 est :

$$10\varepsilon = 10 \times 0,924 = 9,24$$

Ainsi :

$$7,32 < 9,24$$

La semelle est donc de classe 1.

Vérification de l'âme

La hauteur utile de l'âme est :

$$d = 131,2, mm$$

avec :

$$t_w = 4, mm$$

On obtient :

$$\frac{131,2}{4}$$

$$\frac{d}{t_w} = 32,8$$

La limite de la classe 1 est :

$$72\varepsilon = 72 \times 0,924 = 66,53$$

Ainsi :

$$32,8 < 66,53$$

L'âme est donc de classe 1.

La semelle et l'âme étant toutes deux classées en classe 1, la section du profilé IPE 160 AA est classée en classe 1.

3.2.9 Détermination des sollicitations de calcul

La vérification de la résistance des pannes est réalisée sous la combinaison de soulèvement la plus défavorable vis-à-vis du déversement.

Cette combinaison correspond au cas :

$$G + Q_{we}$$

Les charges projetées sur les axes principaux sont alors :

$$q_{yu} = 391,27 daN/ml$$

$$q_{zu} = 5,38 daN/ml$$

Moment fléchissant suivant l'axe $y - y$ Les pannes sont assimilées à des poutres simplement appuyées de portée :

$$L = 6,00, m$$

Le moment fléchissant maximal suivant l'axe de forte inertie est :

$$M_{y,max} = \frac{q_{yu}L^2}{8}$$

$$M_{y,max} = \frac{391,27 \times 6^2}{8} = 1760,72, daN.m$$

$$M_{y,max} = 1760,72, daN.m$$

Moment fléchissant suivant l'axe $z - z$ La présence d'une file de liernes à mi-portée assure un maintien latéral des pannes dans le plan du versant. La portée de calcul suivant l'axe de faible inertie est donc réduite à :

$$3,00, m$$

Le moment fléchissant maximal suivant l'axe (z-z) vaut alors :

$$M_{z,max} = \frac{q_{zu}L'^2}{8}$$

$$M_{z,max} = \frac{5,38 \times 3^2}{8}$$

$$M_{z,max} = 6,05 daN.m$$

Ces sollicitations seront utilisées pour la vérification de la résistance de la panne en flexion déviée conformément aux dispositions de l'Eurocode 3.

3.2.10 Vérification de la résistance sous flexion déviée

La section du profilé IPE 160 AA ayant été classée en classe 1, une analyse plastique peut être adoptée conformément aux dispositions de l'Eurocode 3.

La vérification de la résistance sous flexion déviée est réalisée à partir de la relation d'interaction :

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

Pour une section en double T soumise uniquement à la flexion :

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5n \geq 1$$

avec :

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

La panne n'étant soumise à aucun effort axial :

$$N_{Ed} = 0$$

d'où :

$$n = 0$$

Par conséquent :

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 1$$

Moments résistants plastiques Le moment résistant plastique suivant l'axe de forte inertie vaut :

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,y,Rd} = 93,3 \times 27,5$$

$$M_{pl,y,Rd} = 2565,75, kN.cm$$

Le moment résistant plastique suivant l'axe de faible inertie vaut :

$$M_{pl,z,Rd} = W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,z,Rd} = 19,6 \times 27,5$$

$$M_{pl,z,Rd} = 539,00, kN.cm$$

Vérification

$$\left(\frac{1760,72}{2565,75}\right)^2 + \left(\frac{6,05}{539,00}\right)$$

$$0,471 + 0,011 = 0,482$$

$$0,482 < 1,00$$

La condition de résistance est vérifiée.

Le profilé IPE 160 AA satisfait donc aux exigences de résistance en flexion déviée à l'état limite ultime.

Vérification de la panne au cisaillement

Conformément aux dispositions de l'Eurocode 3, il convient de vérifier que l'effort tranchant de calcul reste inférieur à la moitié de la résistance plastique au cisaillement de la section.

La condition de vérification s'écrit :

$$V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,Rd}$$

avec :

$$V_{Ed} = \frac{q_{yu}L}{2}$$

L'effort tranchant maximal vaut :

$$V_{Ed} = \frac{391,27 \times 6}{2}$$

$$V_{Ed} = 1173,81 \text{ daN}$$

La résistance plastique au cisaillement est donnée par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

avec :

$$A_v = 7,24 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2750 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

D'où :

$$V_{pl,Rd} = \frac{7,24 \times 2750}{\sqrt{3}}$$

$$V_{pl,Rd} = 11498,20 \text{ daN}$$

Ainsi :

$$0,5V_{pl,Rd} = 5749,10 \text{ daN}$$

On obtient :

$$1173,81 < 5749,10$$

La condition de résistance au cisaillement est donc vérifiée.

Le profilé IPE 160 AA présente une résistance suffisante vis-à-vis de l'effort tranchant.

3.2.11 Vérification de la panne au déversement

Le déversement correspond à une instabilité pouvant apparaître lorsqu'un élément fléchi suivant son axe fort n'est pas suffisamment maintenu latéralement.

Conformément aux dispositions de l'Eurocode 3, la vérification du déversement en flexion déviée consiste à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_f} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}/\gamma_{M1}} \leq 1$$

La vérification est effectuée en considérant la valeur maximale négative du chargement suivant l'axe (y-y), correspondant au cas de soulèvement le plus défavorable :

$$q_{yu} = 391,27 \text{ daN/ml}$$

Les moments sollicitants déterminés précédemment sont :

$$M_{y,Ed} = 1760,72 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 6,05 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'élancement de déversement La présence d'une file de liernes à mi-portée assure un maintien latéral des pannes suivant l'axe faible. La longueur de déversement est donc :

$$L_{LT} = \frac{L}{2}$$

$$L_{LT} = 300, cm$$

Pour une section en double T doublement symétrique, l'élancement de déversement peut être évalué à l'aide de l'expression simplifiée :

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

avec :

$$i_z = 1,83, cm$$

$$h = 156,4, mm$$

$$t_f = 5,6, mm$$

$$C_1 = 1,132$$

D'où :

$$\frac{300/1,83}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1,83}{156,4/5,6} \right)^2 \right]}}$$

$$\lambda_{LT} = 78,37$$

Calcul de l'élancement réduit Pour les profilés laminés :

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

Le coefficient :

$$\beta_w = 1$$

La limite d'élancement vaut :

$$93,9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

avec :

$$f_y = 275, MPa$$

D'où :

$$93,9\sqrt{\frac{235}{275}}$$

$$\lambda_1 = 86,76$$

L'élancement réduit vaut alors :

$$\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\frac{78,37}{86,76} = 0,903$$

Calcul du coefficient de réduction

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

$$\frac{1}{2} [1 + 0,21(0,903 - 0,2) + 0,903^2] = 0,981$$

Le coefficient de réduction au déversement est :

$$\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,676$$

Moment résistant au déversement Le moment résistant est donné par :

$$\chi_{LT}\beta_w W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec :

$$W_{pl,y} = 93,3cm^3$$

$$f_y = 27,5, kN/cm^2$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

D'où :

$$0,676 \times 1 \times 93,3 \times \frac{27,5}{1,1}$$

$$1576,77 kN.cm$$

Vérification La condition de vérification devient :

$$\frac{1760,72}{1576,77} + \frac{6,05}{539,0/1,1}$$

$$1,116 + 0,012 = 1,170$$

$$1,129 > 1$$

La condition de déversement n'est donc pas satisfaite pour le profilé IPE 160 AA.

Cette vérification montre que malgré la présence d'une file de liernes, le phénomène de déversement demeure prépondérant et nécessite l'adoption d'une section plus importante ou la mise en place d'un système de maintien latéral complémentaire.

3.2.12 Dimensionnement des liernes

Une file de liernes est disposée à mi-portée des pannes afin de limiter les déplacements latéraux suivant l'axe de faible inertie et d'améliorer leur comportement vis-à-vis du déversement.

Les liernes sont dimensionnées en considérant la composante transversale de la charge de service appliquée aux pannes :

$$q_{zs} = 16,14, daN/ml$$

La portée des pannes est :

$$L = 6,00, m$$

Le versant de toiture comporte 17 pannes, soit 16 espacements de calcul.

Effort transmis par la première panne L'effort transmis à la première lierne est donné par :

$$N_1 = 1,25 \left(\frac{q_{zs}}{2} \right) \frac{L}{2}$$

$$N_1 = 1,25 \times \left(\frac{16,14}{2} \right) \times 3$$

$$N_1 = 30,26, daN$$

L'effort supplémentaire transmis par chaque panne est :

$$\Delta N = 1,25, q_{zs} \frac{L}{2}$$

$$\Delta N = 1,25 \times 16,14 \times 3$$

$$\Delta N = 60,53, daN$$

L'effort maximal est obtenu au niveau de la dernière lierne située en partie supérieure du versant :

$$N_1 + 15, \Delta N = 30,26 + 15 \times 60,53 = 38,21, daN$$

Calcul de l'effort dans la diagonale La hauteur du versant est déterminée à partir de la géométrie réelle de la toiture :

$$H = 15 \times 1,01 + 0,40$$

$$H = 15,55, m$$

L'angle d'inclinaison de la diagonale est obtenu à partir de la relation :

$$\tan \theta = \frac{3,00}{15,55}$$

$$\theta = 10,92^\circ$$

L'effort de traction dans chaque diagonale vaut alors :

$$N = \frac{N'_{16}}{2 \cos \theta}$$

$$N = \frac{938,21}{2 \cos 10,92^\circ}$$

$$N = 477,8, daN$$

Vérification à la traction Les liernes travaillent uniquement en traction.

Conformément aux dispositions de l'Eurocode 3, la condition de résistance s'écrit :

$$N_t \leq \frac{A, f_y}{\gamma_{M0}}$$

avec :

$$N_t = N = 477,8, daN$$

$$f_y = 2750, daN/cm^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

La section minimale requise est donc :

$$A \geq \frac{N_t}{f_y}$$

$$A \geq \frac{477,8}{2750}$$

$$A \geq 0,174, cm^2$$

Choix de la section Compte tenu de la faible section requise et des considérations constructives, il est adopté une barre ronde de diamètre :

$$\varnothing 10, mm$$

dont la section est :

$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi \times 1^2}{4}$$

$$A = 0,785, cm^2$$

On obtient :

$$0,785 > 0,174, cm^2$$

La condition de résistance est vérifiée.

La barre ronde $\varnothing 10$ est donc retenue pour la réalisation des liernes de pannes.

Conclusion

À l'issue des vérifications de résistance et de déformation, un profilé IPE 160 AA associé à une file de liernes a été retenu pour les pannes de toiture. Cette configuration permet d'assurer la reprise des charges de couverture tout en respectant les critères de sécurité et de service imposés par les règlements en vigueur.

3.3 Étude des lisses

3.3.1 Introduction

Les lisses constituent les principaux éléments horizontaux du système de façade vitrée du bâtiment. Elles assurent le maintien du vitrage et participent à la transmission des actions appliquées sur l'enveloppe extérieure vers les éléments porteurs verticaux de la structure.

Dans le projet étudié, les lisses sont réalisées sous forme de poutres treillis métalliques constituées de membrures tubulaires reliées par un système de diagonales assurant leur rigidité. Cette disposition permet d'obtenir une bonne résistance mécanique tout en limitant le poids propre de la structure.

Les lisses sont disposées horizontalement au niveau du pignon de la structure et assurent la transmission des efforts vers les potelets de façade. Compte tenu de la continuité des assemblages, elles sont modélisées comme des poutres continues à plusieurs travées.

L'étude présentée dans cette section a pour objectif de déterminer les sollicitations appliquées aux lisses, d'évaluer les efforts développés dans les membrures et les diagonales du treillis, puis de vérifier leur résistance conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

3.3.2 Description de l'élément étudié

L'étude porte sur la lisse LS3 située sur la façade vitrée du bâtiment. Cette lisse constitue l'élément horizontal le plus sollicité du système de façade en raison de sa portée plus importante par rapport aux autres lisses.

La lisse est réalisée sous forme d'une poutre treillis métallique triangulaire composée de trois membrures tubulaires reliées par un système de diagonales assurant la stabilité et la rigidité de l'ensemble. Cette configuration permet de limiter le poids propre de la structure tout en assurant une résistance suffisante vis-à-vis des actions appliquées sur la façade.

La portée de calcul retenue correspond à la distance séparant deux potelets successifs :

$$L = 6.40 \text{ m}$$

La section transversale de la lisse présente les caractéristiques géométriques suivantes :

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$H = 0.50 \text{ m}$$

Les assemblages sont réalisés par soudage en atelier et par boulonnage au niveau des liaisons avec les potelets. La lisse est étudiée sous l'action des charges permanentes et des actions du vent appliquées sur la façade vitrée.

LS 3

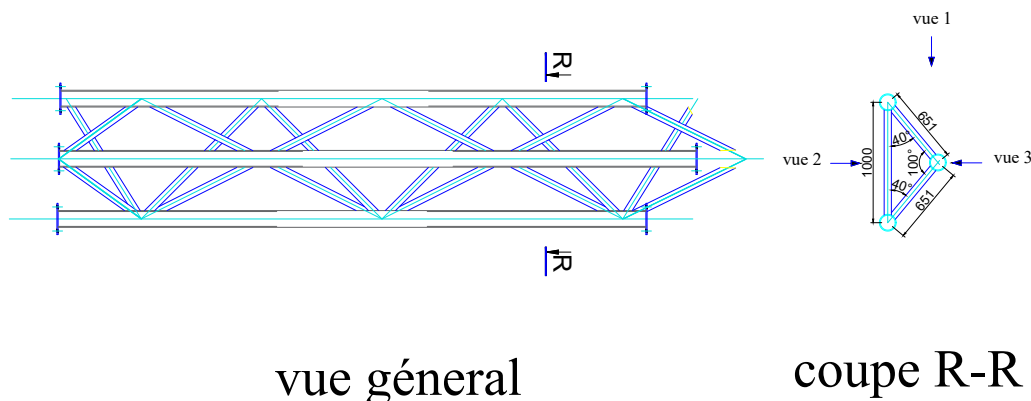


FIGURE 3.5 – Géométrie générale de la lisse LS3

3.3.3 Hypothèses de calcul

Le dimensionnement de la lisse LS3 est réalisé conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 relatives au calcul des structures métalliques.

Les hypothèses retenues pour l'étude sont les suivantes :

- nuance d'acier :

$$S275 \quad (f_y = 275 \text{ MPa})$$

- module d'élasticité :

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

- les assemblages des membrures et des diagonales sont supposés articulés au niveau des nœuds du treillis ;
- Les extrémités des lisses sont assimilées à des appuis articulés, tandis que la continuité du système est assurée par les appuis intermédiaires constitués par les potelets de façade. ;
- les charges appliquées sont constituées du poids propre des éléments, du poids du vitrage et de l'action du vent ;
- les vérifications sont effectuées à l'état limite ultime (ELU) ;
- la lisse est assimilée à une poutre treillis travaillant principalement sous l'effet des moments développés dans les plans vertical et horizontal.

La lisse LS3 étant située à la partie inférieure de la façade, elle présente la largeur d'influence la plus importante et constitue ainsi le cas le plus défavorable pour le dimensionnement.

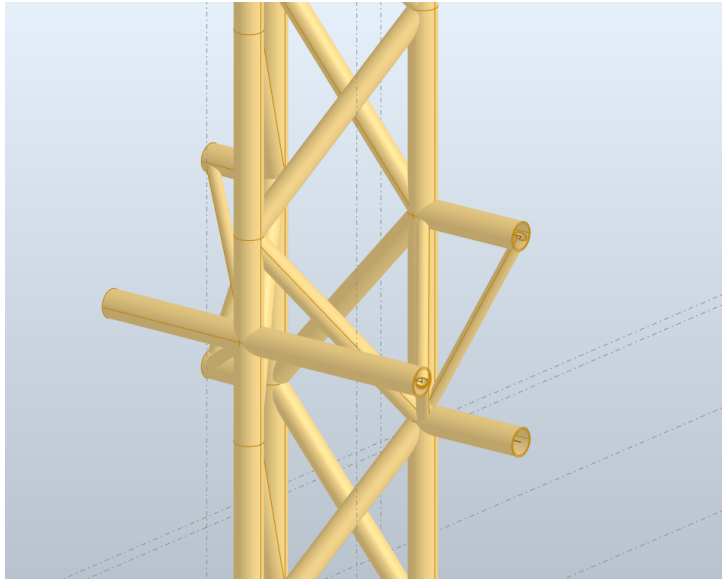


FIGURE 3.6 – Vue tridimensionnelle de l’assemblage entre la lisse de façade et le potelet

3.3.4 Évaluation des charges appliquées

Les charges appliquées à la lisse LS3 proviennent du poids propre de la structure, du vitrage de façade ainsi que de l’action du vent.

Largeur d’influence La largeur d’influence de la lisse LS3 est déterminée à partir des demi-distances séparant les lisses adjacentes.

$$b = \frac{10.65 - 5.85}{2} + 5.85$$

$$b = 8.25 \text{ m}$$

Charges permanentes Le poids propre de la lisse est évalué à :

$$g_{pp} = 1.00 \text{ kN/m}$$

Le poids du vitrage est pris égal à :

$$g_v = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

La charge linéaire équivalente du vitrage devient :

$$g_{vit} = g_v \times b$$

$$g_{vit} = 0.50 \times 8.25$$

$$g_{vit} = 4.125 \text{ kN/m}$$

La charge permanente totale vaut alors :

$$G = g_{pp} + g_{vit}$$

$$G = 1.00 + 4.125$$

$$G = 5.125 \text{ kN/m}$$

Action du vent La pression de vent retenue pour le dimensionnement est :

$$q_w = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

La charge linéaire équivalente appliquée à la lisse devient :

$$Q_w = q_w \times b$$

$$Q_w = 2.00 \times 8.25$$

$$Q_w = 16.50 \text{ kN/m}$$

Ces charges serviront à la détermination des sollicitations internes et au dimensionnement des membrures et des diagonales de la lisse.

3.3.5 Détermination des sollicitations

La lisse LS3 est soumise simultanément aux charges permanentes provenant du vitrage et à l'action du vent appliquée sur la façade. Ces deux actions génèrent des sollicitations dans deux plans orthogonaux qui sont étudiées séparément.

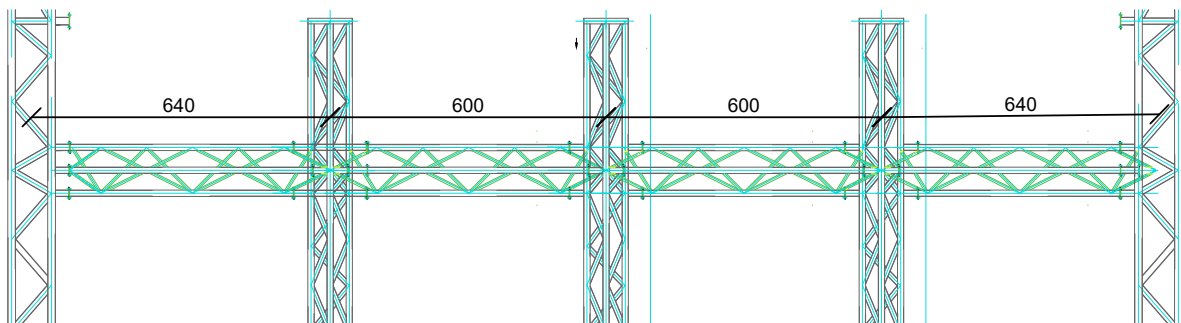


FIGURE 3.7 – Disposition des lisses entre deux potelets consécutifs de la façade vitrée

La lisse est modélisée comme une poutre continue reposant sur six appuis successifs. Les longueurs des travées sont :

$$L_1 = 6.40 \text{ m}$$

$$L_2 = L_3 = L_4 = 6.00 \text{ m}$$

$$L_5 = 6.40 \text{ m}$$

Les assemblages aux extrémités étant considérés articulés, les moments aux appuis extrêmes sont nuls :

$$M_A = M_F = 0$$

Le théorème des trois moments de Clapeyron s'écrit :

Le théorème des trois moments de Clapeyron s'écrit :

$$M_i L_i + 2M_{i+1}(L_i + L_{i+1}) + M_{i+2} L_{i+1} = -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$$

où :

- M_i , M_{i+1} et M_{i+2} sont les moments aux appuis successifs ;
- L_i et L_{i+1} sont les longueurs des travées adjacentes ;
- q_i et q_{i+1} sont les charges uniformément réparties appliquées sur les travées considérées.

L'application successive de cette relation aux groupes d'appuis (A-B-C), (B-C-D), (C-D-E) et (D-E-F) conduit à un système de quatre équations permettant de déterminer les moments d'appui.

Compte tenu de la symétrie de la structure :

$$M_B = M_E$$

$$M_C = M_D$$

Les moments obtenus sont résumés dans le tableau suivant.

TABLE 3.6 – Moments aux appuis obtenus par la méthode des trois moments

Appui	Charges permanentes (kN.m)	Vent (kN.m)
B et E	-22.55	-66.16
C et D	-14.34	-46.17

Les moments obtenus par la méthode des trois moments permettent d'identifier les sollicitations maximales développées dans la lisse. Pour le dimensionnement des membrures principales, les valeurs absolues des moments les plus défavorables sont retenues.

3.3.6 Détermination des efforts dans les membrures

Les moments développés dans les plans vertical et horizontal sont repris par les trois membrures principales du treillis sous forme d'efforts axiaux de traction et de compression.

Efforts dus aux charges permanentes

Les charges permanentes appliquées à la façade génèrent un moment fléchissant dans le plan vertical de la lisse.

Le moment de calcul retenu, déterminé par application du théorème des trois moments de Clapeyron, est :

$$M_G = 20.55 \text{ kN.m}$$

La section de la lisse est constituée de trois membrures principales tubulaires disposées aux sommets d'un triangle. Sous l'effet du moment vertical, la membrure principale située à gauche est localisée à proximité de l'axe neutre et participe faiblement à la reprise des efforts de flexion.

Le couple résistant est donc principalement assuré par les deux membrures principales situées à droite de la section, l'une en partie supérieure et l'autre en partie inférieure.

La distance entre les centres de gravité de ces deux membrures est :

$$h_0 = 1.00 \text{ m}$$

L'effort axial développé dans les membrures est déterminé par la relation :

$$N_G = \frac{M_G}{h_0}$$

Application numérique :

$$N_G = \frac{20.55}{1.00}$$

$$\boxed{N_G = 20.55 \text{ kN}}$$

Cet effort se traduit par une compression dans la membrure principale supérieure droite et une traction de même valeur dans la membrure principale inférieure droite. La membrure principale située à gauche demeure faiblement sollicitée sous l'effet des charges gravitaires.

Efforts dus au vent

L'action du vent appliquée sur la façade génère un moment fléchissant dans le plan horizontal de la lisse.

Le moment de calcul retenu, déterminé par application du théorème des trois moments de Clapeyron, est :

$$M_W = 66.16 \text{ kN.m}$$

La répartition des efforts dans les membrures est déterminée à partir de la géométrie de la section triangulaire et de la position de son centre de gravité.

La distance entre le centre de gravité de la section et la membrure principale située à gauche est :

$$d_1 = 279 \text{ mm}$$

La distance entre le centre de gravité et chacune des deux membrures principales situées à droite est :

$$d_2 = 139.5 \text{ mm}$$

Compte tenu de cette géométrie, la membrure située à gauche se trouve deux fois plus éloignée du centre de gravité que les deux autres membrures. Elle développe donc l'effort axial le plus important sous l'action du vent.

Le calcul de répartition conduit aux efforts suivants :

$$N_{W,t} = \frac{66.16}{0.279}$$

$$\boxed{N_{W,t} = 237.31 \text{ kN}}$$

$$N_{W,c} = \frac{N_{W,t}}{2}$$

$$\boxed{N_{W,c} = 118.57 \text{ kN}}$$

L'effort de traction est repris par la membrure principale située à gauche, tandis que les deux membrures principales situées à droite se partagent les efforts de compression.

La condition d'équilibre de la section est ainsi vérifiée puisque :

$$N_{W,t} = 2N_{W,c}$$

$$237.13 \simeq 2 \times 118.57$$

La section triangulaire assure ainsi la reprise du moment horizontal par la formation d'un couple traction-compression entre la membrure gauche et les deux membrures droites.

Synthèse des efforts

Les efforts développés dans les membrures principales sous l'action des charges permanentes et du vent sont résumés dans le tableau suivant.

TABLE 3.7 – Synthèse des efforts dans les membrures principales

Membrure	Charges permanentes (kN)	Vent (kN)	Effort résultant (kN)
M1 (gauche)	0	+237.13	+237.13
M2 (supérieure droite)	-20.55	-118.57	-139.12
M3 (inférieure droite)	+20.55	-118.57	-98.02

Le signe positif correspond à un effort de traction tandis que le signe négatif correspond à un effort de compression.

On constate que la membrure principale M1 développe l'effort de traction maximal :

$$N_{Ed,t} = 237.13 \text{ kN}$$

La membrure principale M2 présente l'effort de compression le plus défavorable :

$$N_{Ed,c} = 139.12 \text{ kN}$$

Ces valeurs seront retenues pour les vérifications de résistance et de stabilité des membrures principales.

3.3.7 Pré-dimensionnement des membrures principales

Le pré-dimensionnement des membrures est réalisé à partir de l'effort axial maximal obtenu sous les sollicitations étudiées précédemment.

L'effort de calcul retenu est :

$$N_{Ed} = 237.13 \text{ kN}$$

La section minimale nécessaire est déterminée à partir de la condition de résistance à la traction :

$$A_{min} = \frac{N_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y}$$

avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

Application numérique :

$$A_{min} = \frac{237.13 \times 10^3}{275}$$

$$A_{min} = 862 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 8.62 \text{ cm}^2$$

Cette valeur représente la section minimale théorique permettant de reprendre l'effort axial maximal obtenu dans les membrures principales.

Compte tenu des sections retenues lors de la conception de la façade ainsi que des exigences de rigidité du treillis, les membrures principales sont réalisées à l'aide de tubes circulaires :

$$\boxed{\text{TRON } 139 \times 8}$$

Les caractéristiques géométriques du profil retenu sont résumées dans le tableau suivant.

TABLE 3.8 – Caractéristiques géométriques des membrures principales

Désignation	TRON 139×8
Diamètre extérieur D	139 mm
Épaisseur t	8 mm
Nuance d'acier	S275
Aire A	32.9 cm ²
Moment d'inertie I	724 cm ⁴
Rayon de giration i	4.69 cm

La section retenue demeure largement supérieure à la section minimale théorique calculée. Les vérifications de résistance, de stabilité et de déformation seront réalisées dans les sections suivantes conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

3.3.8 Vérification des membrures principales

Vérification à la traction

La membrure principale M1 est l'élément le plus sollicité en traction sous l'action combinée des charges appliquées à la lisse.

L'effort normal de calcul obtenu précédemment est :

$$N_{Ed,t} = 237.13 \text{ kN}$$

La résistance plastique de calcul de la section est donnée par :

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

avec :

$$A = 32.9 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

Application numérique :

$$N_{pl,Rd} = \frac{32.9 \times 27.5}{1.0}$$

$$N_{pl,Rd} = 904.75 \text{ kN}$$

La condition de résistance à la traction s'écrit :

$$N_{Ed,t} \leq N_{pl,Rd}$$

$$237.13 < 904.75$$

Vérifié

La résistance à la traction de la membrure principale M1 est donc largement satisfaite.

3.3.9 Vérification au flambement

La membrure principale M2 est l'élément le plus sollicité en compression.

L'effort normal de calcul retenu est :

$$N_{Ed,c} = 139.12 \text{ kN}$$

La longueur de flambement est prise égale à la distance entre deux nœuds successifs du treillis :

$$L_f = 1.62 \text{ m}$$

$$L_f = 162 \text{ cm}$$

Le rayon de giration du profil retenu vaut :

$$i = 4.69 \text{ cm}$$

Élancement mécanique

L'élancement de la barre est donné par :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Application numérique :

$$\lambda = \frac{162}{4.69}$$

$$\lambda = 34.54$$

Cette valeur est largement inférieure aux limites usuelles admises pour les éléments comprimés.

Élancement réduit

Pour l'acier S275 :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.8$$

L'élancement réduit devient :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{34.54}{86.8}$$

$$\bar{\lambda} = 0.40$$

Coefficient de réduction

Pour les profils tubulaires circulaires, la courbe de flambement **a** est retenue :

$$\alpha = 0.21$$

On obtient :

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\phi = 0.60$$

Le coefficient de réduction vaut :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi = 0.95$$

Résistance au flambement

La résistance de calcul au flambement est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec :

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

Application numérique :

$$N_{b,Rd} = \frac{0.95 \times 32.9 \times 27.5}{1.0}$$

$$N_{b,Rd} = 859.5 \text{ kN}$$

La condition de stabilité s'écrit :

$$N_{Ed,c} \leq N_{b,Rd}$$

$$139.12 < 859.5$$

Vérifié

La stabilité de la membrure principale comprimée est donc largement assurée vis-à-vis du flambement.

3.3.10 Vérification de la flèche

Caractéristiques géométriques équivalentes

Les inerties équivalentes sont déterminées à partir du théorème de Huygens appliqué aux membrures principales du treillis.

Les inerties équivalentes obtenues sont :

$$I_{eq,v} = 1.67 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

pour la flexion dans le plan vertical et :

$$I_{eq,h} = 4.05 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

pour la flexion dans le plan horizontal.

Flèche verticale

Sous l'action des charges permanentes de service, la flèche maximale est déterminée à partir de la relation simplifiée applicable aux poutres continues soumises à une charge uniformément répartie :

$$f_v = \frac{q_G L^4}{185 E I_{eq,v}}$$

avec :

$$q_G = 3.50 \text{ kN/m}$$

$$q_G = 3.50 \text{ N/mm}$$

Application numérique :

$$f_v = \frac{3.50 \times 6400^4}{185 \times 210000 \times 1.67 \times 10^9}$$

$$f_v = 0.09 \text{ mm}$$

Flèche horizontale

Sous l'action du vent à l'état limite de service, la flèche maximale est donnée par :

$$f_h = \frac{q_W L^4}{185 E I_{eq,h}}$$

avec :

$$q_W = 10.00 \text{ kN/m}$$

$$q_W = 10.00 \text{ N/mm}$$

Application numérique :

$$f_h = \frac{10.00 \times 6400^4}{185 \times 210000 \times 4.05 \times 10^8}$$

$$f_h = 1.07 \text{ mm}$$

Vérification de la flèche déviée

Pour les éléments supportant une façade vitrée, il est également recommandé de limiter la déformation due aux seules actions variables afin de préserver l'intégrité des vitrages et des dispositifs d'étanchéité.

La flèche déviée correspond à la déformation produite par l'action du vent à l'état limite de service :

$$f_d = f_h$$

$$f_d = 1.07 \text{ mm}$$

La limite admissible est prise égale à :

$$f_{d,adm} = \frac{L}{500}$$

Application numérique :

$$f_{d,adm} = \frac{6400}{500}$$

$$f_{d,adm} = 12.8 \text{ mm}$$

La condition de vérification s'écrit :

$$f_d \leq f_{d,adm}$$

$$1.07 < 12.8$$

Vérifié

La flèche déviée demeure très inférieure à la limite admissible, ce qui garantit un comportement satisfaisant de la façade vitrée sous l'action du vent.

Le choix du profil TRON 139×8 n'est donc pas gouverné par la seule résistance mécanique, mais également par les exigences de service imposées par la façade vitrée. La faible déformabilité de la structure permet de limiter les déplacements transmis aux vitrages de grandes dimensions et contribue ainsi à assurer leur bon comportement en exploitation.

Caractéristiques géométriques équivalentes Les caractéristiques géométriques de la section triangulaire ont été déterminées à partir de la géométrie du treillis et des caractéristiques des profils constituant les membrures principales.

Les inerties équivalentes obtenues sont :

$$I_{eq,v} = 1.67 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

pour la flexion dans le plan vertical et :

$$I_{eq,h} = 4.05 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

pour la flexion dans le plan horizontal.

Flèche verticale Sous l'action des charges permanentes de service, la flèche maximale est déterminée à partir de la relation simplifiée applicable aux poutres continues soumises à une charge uniformément répartie :

$$f_v = \frac{q_G L^4}{185 E I_{eq,v}}$$

avec :

$$q_G = 3.50 \text{ kN/m}$$

$$q_G = 3.50 \text{ N/mm}$$

Application numérique :

$$f_v = \frac{3.50 \times 6400^4}{185 \times 210000 \times 1.67 \times 10^9}$$

$$f_v = 0.09 \text{ mm}$$

Flèche horizontale Sous l'action du vent à l'état limite de service, la flèche maximale est donnée par :

$$f_h = \frac{q_W L^4}{185 E I_{eq,h}}$$

avec :

$$q_W = 10.00 \text{ kN/m}$$

$$q_W = 10.00 \text{ N/mm}$$

Application numérique :

$$f_h = \frac{10.00 \times 6400^4}{185 \times 210000 \times 4.05 \times 10^8}$$

$$f_h = 1.07 \text{ mm}$$

Vérification Afin de garantir le bon comportement du vitrage et des dispositifs de fixation, la flèche admissible est limitée à :

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f_{adm} = \frac{6400}{300}$$

$$f_{adm} = 21.3 \text{ mm}$$

Les conditions de service deviennent alors :

$$f_v \leq f_{adm}$$

$$0.09 < 21.3$$

Vérifié

et :

$$f_h \leq f_{adm}$$

$$1.07 < 21.3$$

Vérifié

Les déformations obtenues demeurent très inférieures à la flèche admissible. Cette rigidité élevée s'explique par la géométrie triangulaire du treillis, dont la hauteur de 1.00 m permet de développer une inertie équivalente importante malgré la portée relativement modérée de la lisse.

Le choix du profil TRON 139×8 n'est donc pas gouverné par la seule résistance mécanique, mais également par les exigences de service imposées par la façade vitrée. La faible déformabilité de la structure permet de limiter les déplacements transmis aux vitrages de grandes dimensions et contribue ainsi à assurer leur bon comportement en exploitation.

3.3.11 Dimensionnement des diagonales

Les diagonales assurent la transmission des efforts tranchants entre les membrures principales de la lisse et garantissent le fonctionnement du treillis triangulaire.

Détermination de l'effort tranchant

Les diagonales du treillis reprennent les efforts tranchants développés dans la lisse sous l'action des charges appliquées.

L'effort tranchant maximal est déterminé à partir des réactions d'appui obtenues sur la poutre continue.

Pour la première travée de longueur :

$$L = 6.40 \text{ m}$$

soumise à une charge uniformément répartie :

$$q_W = 16.50 \text{ kN/m}$$

et aux moments d'appui :

$$M_A = 0$$

$$M_B = -66.16 \text{ kN.m}$$

la réaction à l'appui A est donnée par :

$$R_A = \frac{q_W L}{2} + \frac{M_A - M_B}{L}$$

Application numérique :

$$R_A = \frac{16.50 \times 6.40}{2} + \frac{0 - (-66.16)}{6.40}$$

$$R_A = 52.80 + 10.33$$

$$\boxed{R_A = 63.14 \text{ kN}}$$

Cette réaction correspond à l'effort tranchant maximal développé dans la lisse.

On adopte donc :

$$\boxed{V_{Ed} = 63.14 \text{ kN}}$$

pour le dimensionnement des diagonales du treillis.

Détermination des efforts dans les diagonales

Les diagonales assurent la transmission des efforts tranchants entre les membrures principales de la lisse et garantissent le fonctionnement du treillis triangulaire.

L'effort tranchant maximal obtenu précédemment vaut :

$$V_{Ed} = 63.14 \text{ kN}$$

La géométrie d'une maille du treillis est caractérisée par :

$$h = 1.00 \text{ m}$$

$$l_d = 1.21 \text{ m}$$

L'effort axial développé dans la diagonale est déterminé à partir de l'équilibre du panneau élémentaire du treillis :

$$N_d = V_{Ed} \frac{l_d}{h}$$

Application numérique :

$$N_d = 63.14 \times \frac{1.21}{1.00}$$

$$N_d = 76.40 \text{ kN}$$

Cet effort correspond à l'effort axial maximal développé dans les diagonales du treillis sous l'action du vent.

Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement des diagonales est réalisé à partir de l'effort axial maximal obtenu précédemment :

$$N_d = 76.40 \text{ kN}$$

La section minimale nécessaire est déterminée à partir de la condition de résistance à la traction :

$$A_{min} = \frac{N_d}{f_y}$$

avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

Application numérique :

$$A_{min} = \frac{76.40 \times 10^3}{275}$$

$$A_{min} = 277.81 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 2.77 \text{ cm}^2$$

Cette valeur représente la section minimale théorique nécessaire pour reprendre l'effort axial maximal développé dans les diagonales.

Compte tenu des exigences constructives du treillis, notamment la réalisation des assemblages soudés avec les membrures principales en TRON 139×8, il est retenu un profil offrant une rigidité suffisante ainsi qu'une surface de soudage adaptée à la transmission des efforts.

Le profil suivant est donc adopté :

$$\text{TRON } 60 \times 5$$

Ce choix permet d'assurer à la fois la résistance mécanique des diagonales, la stabilité des éléments comprimés ainsi qu'une exécution aisée des assemblages en atelier et sur chantier.

Les caractéristiques géométriques du profil choisi sont présentées dans le tableau suivant :

TABLE 3.9 – Caractéristiques géométriques des diagonales

Désignation	TRON 60×5
Diamètre extérieur D	60 mm
Épaisseur t	5 mm
Nuance d'acier	S275
Aire A	8.64 cm ²
Moment d'inertie I	32.9 cm ⁴
Rayon de giration i	1.95 cm

Vérification à la traction

La résistance plastique de calcul de la section vaut :

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

avec :

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

Application numérique :

$$N_{pl,Rd} = \frac{8.64 \times 27.5}{1.0}$$

$$N_{pl,Rd} = 237.6 \text{ kN}$$

La condition de résistance s'écrit :

$$N_d \leq N_{pl,Rd}$$

$$76.40 < 237.6$$

Vérifié

La résistance à la traction des diagonales est donc satisfaite.

Vérification au flambement

La longueur de flambement est prise égale à la longueur réelle de la diagonale :

$$L_f = 1.21 \text{ m}$$

$$L_f = 121 \text{ cm}$$

Le rayon de giration du profil vaut :

$$i = 1.95 \text{ cm}$$

Élancement mécanique L'élancement mécanique devient :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$\lambda = \frac{121}{1.95}$$

$$\lambda = 62.05$$

Élancement réduit Pour l'acier S275 :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.8$$

L'élancement réduit vaut :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{62.05}{86.8}$$

$$\bar{\lambda} = 0.71$$

Coefficient de réduction Pour les profils tubulaires circulaires, la courbe de flambement **a** est retenue :

$$\alpha = 0.21$$

On obtient :

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\phi = 0.81$$

Le coefficient de réduction vaut :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi = 0.84$$

Résistance au flambement La résistance de calcul au flambement est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec :

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

Application numérique :

$$N_{b,Rd} = \frac{0.84 \times 8.64 \times 27.5}{1.0}$$

$$N_{b,Rd} = 199.6 \text{ kN}$$

La condition de stabilité s'écrit :

$$N_d \leq N_{b,Rd}$$

$$76.40 < 199.6$$

Vérifié

La stabilité des diagonales vis-à-vis du flambement est donc assurée.

Le profil TRON 60×5 satisfait à la fois les critères de résistance, de stabilité et les exigences constructives liées aux assemblages soudés avec les membrures principales du treillis.

3.3.12 Conclusion

Les vérifications effectuées ont permis de retenir des membrures principales en TRON 139×8 et des diagonales en TRON 60×5. Les critères de résistance, de stabilité et de déformation sont satisfaits conformément aux exigences de l'Eurocode 3.

3.4 Étude des potelets

3.4.1 Introduction

Les potelets constituent les éléments verticaux de la façade vitrée. Ils assurent la reprise des actions horizontales du vent transmises par les lisses ainsi que le support du vitrage. Leur dimensionnement est réalisé selon les mêmes principes que ceux adoptés pour les lisses, en tenant compte de leur géométrie et de leurs conditions d'appui spécifiques.

3.4.2 Description de l'élément étudié

Les potelets étudiés sont constitués d'un treillis triangulaire spatial assurant simultanément la reprise des efforts de flexion et des efforts tranchants.

Les membrures principales sont réalisées à l'aide de tubes circulaires disposés aux sommets de la section triangulaire, tandis que les diagonales assurent la transmission des efforts entre les différents nœuds du treillis.

La hauteur totale du potelet est :

$$H = 18.75 \text{ m}$$

Les potelets sont maintenus latéralement par les lisses de façade disposées aux différents niveaux du bâtiment.

Les niveaux d'appui intermédiaires correspondent à :

$$LS1 = 5.85 \text{ m}$$

$$LS2 = 10.65 \text{ m}$$

$$LS3 = 15.45 \text{ m}$$

Les lisses assurent le maintien transversal du potelet tout en permettant son fonctionnement global sur l'ensemble de sa hauteur.

Potelet (Po1)

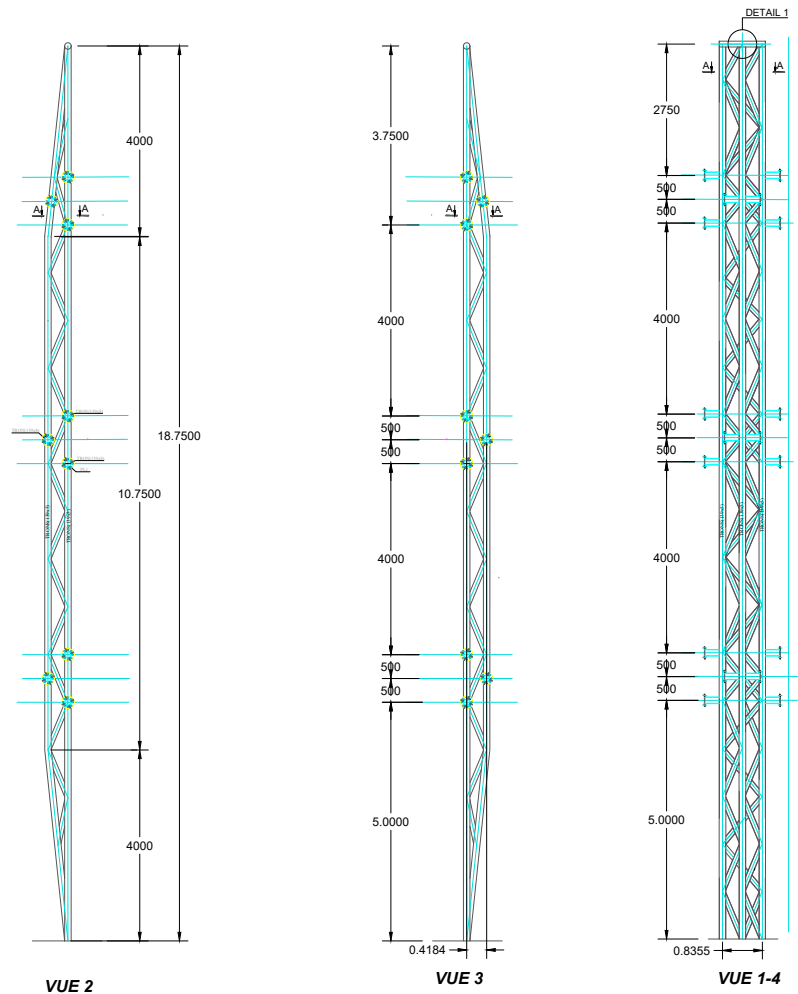


FIGURE 3.8 – Géométrie générale du potelet de façade

3.4.3 Hypothèses de calcul

Les calculs sont réalisés conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Le potelet est assimilé à une poutre verticale continue soumise aux actions du vent appliquées sur la façade vitrée.

Les lisses intermédiaires sont considérées comme des points de maintien latéral limitant les déplacements transversaux du potelet sans constituer des encastrements complets.

La largeur d'influence du potelet est déterminée à partir des entraxes des éléments adjacents.

Pour le potelet étudié :

$$e = \frac{6.40}{2} + \frac{6.00}{2}$$

$$e = 6.20 \text{ m}$$

Cette largeur est utilisée pour la détermination des charges linéaires transmises au potelet.

3.4.4 Détermination des charges appliquées

Le potelet reprend les actions transmises par la façade vitrée sur sa largeur d'influence. Conformément aux hypothèses retenues pour l'étude de la façade, les charges permanentes dues au vitrage ainsi que les actions du vent sont considérées comme étant reprises simultanément par les lisses et les potelets.

Charges permanentes Le poids surfacique du vitrage est pris égal à :

$$g = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

La charge linéaire appliquée au potelet devient :

$$q_G = g \times e$$

Application numérique :

$$q_G = 0.50 \times 6.20$$

$$q_G = 3.10 \text{ kN/m}$$

Action du vent La pression de calcul du vent retenue est :

$$p = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

La charge linéaire correspondante vaut :

$$q_W = p \times e$$

Application numérique :

$$q_W = 2.00 \times 6.20$$

$$q_W = 12.40 \text{ kN/m}$$

3.4.5 Détermination des efforts dans les membrures principales

Les membrures principales du potelet sont sollicitées par les charges permanentes transmises par le vitrage ainsi que par les efforts de flexion induits par l'action du vent.

Efforts dus aux charges permanentes Le poids du vitrage repris par le potelet génère un effort normal de compression appliqué suivant l'axe de l'élément.

La charge linéaire précédemment déterminée vaut :

$$q_G = 3.10 \text{ kN/m}$$

Pour la hauteur totale du potelet :

$$H = 18.75 \text{ m}$$

l'effort normal correspondant est :

$$N_G = q_G H$$

Application numérique :

$$N_G = 3.10 \times 18.75$$

$$\boxed{N_G = 58.13 \text{ kN}}$$

Compte tenu de la symétrie de la section triangulaire, cet effort est réparti uniformément entre les trois membrures principales.

L'effort de compression dans chaque membrure devient :

$$N_{G,m} = \frac{N_G}{3}$$

Application numérique :

$$N_{G,m} = \frac{58.13}{3}$$

$$\boxed{N_{G,m} = 19.38 \text{ kN}}$$

Efforts dus au vent Le moment fléchissant développé dans le potelet sous l'action du vent est repris par les membrures principales du treillis sous forme d'efforts axiaux de traction et de compression.

La section du potelet est assimilée à un triangle équilatéral de côté :

$$a = 0.87 \text{ m}$$

La hauteur géométrique du triangle vaut :

$$h = \frac{\sqrt{3}}{2}a$$

Application numérique :

$$h = \frac{\sqrt{3}}{2} \times 0.87$$

$$\boxed{h = 0.753 \text{ m}}$$

Le centre de gravité du triangle est situé à :

$$y_G = \frac{h}{3}$$

Application numérique :

$$y_G = \frac{0.753}{3}$$

$$\boxed{y_G = 0.251 \text{ m}}$$

Les distances entre le centre de gravité et les membrures principales deviennent :

$$d_1 = \frac{2h}{3}$$

$$\boxed{d_1 = 0.502 \text{ m}}$$

$$d_2 = \frac{h}{3}$$

$$\boxed{d_2 = 0.251 \text{ m}}$$

Le moment fléchissant maximal obtenu précédemment sous l'action du vent est :

$$M_W = 35.35 \text{ kN.m}$$

L'effort de traction développé dans la membrure la plus éloignée du centre de gravité est :

$$N_t = \frac{M_W}{d_1}$$

Application numérique :

$$N_t = \frac{35.35}{0.502}$$

$$N_t = 70.42 \text{ kN}$$

Les deux autres membrures reprennent les efforts de compression nécessaires à l'équilibre de la section.

Compte tenu de la symétrie du triangle, l'effort de compression dans chaque membrure vaut :

$$N_c = \frac{N_t}{2}$$

Application numérique :

$$N_c = \frac{70.42}{2}$$

$$N_c = 35.21 \text{ kN}$$

Synthèse des efforts Les efforts de calcul dans les membrures principales sont obtenus en combinant les effets du poids du vitrage et de l'action du vent.

TABLE 3.10 – Synthèse des efforts dans les membrures principales

Membrure	Charges permanentes (kN)	Vent (kN)	Effort total (kN)
M1	-19.38	+70.42	+51.04
M2	-19.38	-35.21	-54.59
M3	-19.38	-35.21	-54.59

Le tableau précédent montre que la membrure M1 est sollicitée en traction sous un effort maximal de :

$$N_t = 51.04 \text{ kN}$$

tandis que les membrures M2 et M3 sont sollicitées en compression sous un effort maximal de :

$$N_c = 54.59 \text{ kN}$$

Ces efforts seront utilisés pour le pré-dimensionnement ainsi que pour les vérifications de résistance et de stabilité des membrures principales du potelet.

3.4.6 Pré-dimensionnement des membrures principales

Le pré-dimensionnement des membrures principales est réalisé à partir de l'effort axial maximal obtenu dans la section précédente.

L'effort de traction maximal est :

$$N_t = 51.04 \text{ kN}$$

La section minimale nécessaire est déterminée à partir de la condition de résistance à la traction :

$$A_{min} = \frac{N_t}{f_y}$$

avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

Application numérique :

$$A_{min} = \frac{51.04 \times 10^3}{275}$$

$$A_{min} = 185.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 1.86 \text{ cm}^2$$

Cette valeur représente la section minimale théorique nécessaire pour reprendre l'effort de traction maximal développé dans les membrures principales.

Compte tenu des exigences de rigidité imposées par la façade vitrée ainsi que de la nécessité d'assurer une homogénéité constructive avec les lisses de façade, les membrures principales du potelet sont réalisées à l'aide de tubes circulaires :

$$\text{TRON } 139 \times 8$$

Les caractéristiques géométriques du profil retenu sont présentées dans le tableau suivant.

TABLE 3.11 – Caractéristiques géométriques des membrures principales

Désignation	TRON 139×8
Diamètre extérieur D	139 mm
Épaisseur t	8 mm
Nuance d'acier	S275
Aire A	32.9 cm ²
Moment d'inertie I	708.5 cm ⁴
Rayon de giration i	4.64 cm

La section retenue est largement supérieure à la section minimale théorique calculée. Ce choix est principalement motivé par les exigences de rigidité de la façade vitrée et par la volonté d'uniformiser les profils utilisés pour les éléments secondaires de façade.

Les vérifications de résistance, de stabilité et de déformation seront réalisées dans les sections suivantes conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

3.4.7 Vérification au flambement

Les membrures comprimées du potelet doivent être vérifiées vis-à-vis du risque de flambement conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

L'effort de compression maximal obtenu précédemment est :

$$N_c = 59.82 \text{ kN}$$

Le profil retenu est :

$$\text{TRON } 139 \times 8$$

dont le rayon de giration vaut :

$$i = 4.64 \text{ cm}$$

Les lisses intermédiaires assurent un maintien latéral des membrures principales. La longueur de flambement est donc prise égale à la plus grande distance entre deux niveaux de maintien :

$$L_f = 5.85 \text{ m}$$

$$L_f = 585 \text{ cm}$$

L'élancement mécanique devient :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Application numérique :

$$\lambda = \frac{585}{4.64}$$

$$\boxed{\lambda = 126.1}$$

Pour l'acier S275 :

$$\lambda_1 = 86.8$$

L'élancement réduit est alors :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

Application numérique :

$$\bar{\lambda} = \frac{126.1}{86.8}$$

$$\boxed{\bar{\lambda} = 1.45}$$

Pour un tube circulaire, la courbe de flambement (a) est retenue :

$$\alpha = 0.21$$

Le coefficient de réduction vaut :

$$\phi = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Application numérique :

$$\phi = \frac{1}{2} [1 + 0.21(1.45 - 0.2) + 1.45^2]$$

$$\phi = 1.68$$

Le coefficient de réduction de flambement devient :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\boxed{\chi = 0.38}$$

La résistance de calcul au flambement vaut :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec :

$$A = 32.9 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

Application numérique :

$$N_{b,Rd} = 0.38 \times 32.9 \times 27.5$$

$$N_{b,Rd} = 343.8 \text{ kN}$$

La condition de stabilité s'écrit :

$$N_c \leq N_{b,Rd}$$

$$59.82 < 343.8$$

$$\boxed{\text{Vérifié}}$$

La stabilité des membrures principales vis-à-vis du flambement est donc assurée.

3.4.8 Vérification de la flèche

Compte tenu de la présence d'une façade vitrée, la limitation des déformations constitue un critère essentiel pour le dimensionnement des potelets.

La vérification est réalisée à l'état limite de service sous l'action du vent, qui constitue la sollicitation la plus défavorable pour les éléments verticaux de façade.

La charge linéaire de service appliquée au potelet vaut :

$$q_{ELS} = 12.40 \text{ kN/m}$$

La travée la plus défavorable est située entre le niveau du sol et la première lisse :

$$L = 5.85 \text{ m}$$

Le potelet est modélisé comme une poutre continue verticale maintenue aux niveaux des lisses intermédiaires. La vérification est effectuée sur la travée la plus sollicitée.

Détermination de l'inertie équivalente La section du potelet est assimilée à un triangle équilatéral constitué de trois membrures principales en TRON 139×8.

L'aire d'une membrure vaut :

$$A = 3290.72 \text{ mm}^2$$

Le moment d'inertie propre d'une membrure est :

$$I_0 = 7,085,331.5 \text{ mm}^4$$

Le côté du triangle est :

$$a = 870 \text{ mm}$$

La hauteur géométrique de la section vaut :

$$h = \frac{\sqrt{3}}{2}a$$

$$h = 753 \text{ mm}$$

Les coordonnées du centre de gravité de la section sont :

$$X_G = 435 \text{ mm}$$

$$Y_G = 251 \text{ mm}$$

L'inertie équivalente est déterminée par application du théorème de Huygens :

$$I_x = \sum (I_0 + A_i d_i^2)$$

Application numérique :

$$I_x = 3I_0 + A(502)^2 + 2A(251)^2$$

$$I_x = 3 \times 7,085,331.5 + 3290.72 \times 502^2 + 2 \times 3290.72 \times 251^2$$

$$I_x = 1.266 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

De la même manière :

$$I_y = \sum (I_0 + A_i d_i^2)$$

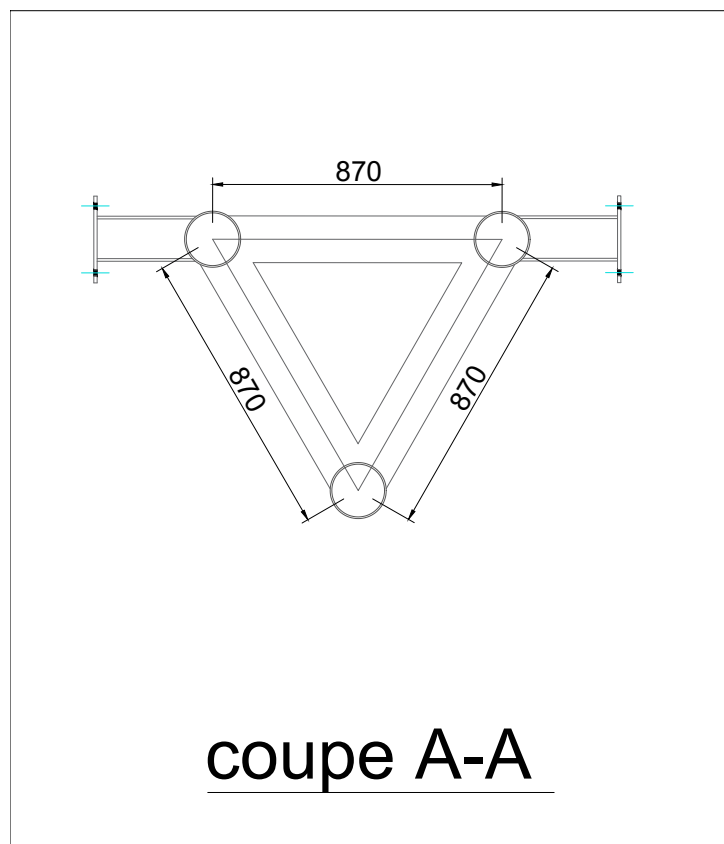
$$I_y = 3I_0 + 2A(435)^2$$

$$I_y = 3 \times 7,085,331.5 + 2 \times 3290.72 \times 435^2$$

$$I_y = 1.268 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

La flexion du potelet sous l'action du vent s'effectuant dans le plan de la façade, l'inertie retenue pour la vérification est :

$$I_{eq} = 1.27 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

**FIGURE 3.9** – Coupe sur le potelet

Calcul de la flèche La flèche maximale est évaluée à l'aide de la relation approchée applicable aux poutres continues soumises à une charge uniformément répartie :

$$f = \frac{q_{ELS} L^4}{185 E I_{eq}}$$

avec :

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

Application numérique :

$$f = \frac{12.40 \times 5,850^4}{185 \times 210,000 \times 1.27 \times 10^9}$$

$$f = 1.9 \text{ mm}$$

Vérification Pour les façades vitrées, la flèche admissible est limitée à :

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

soit :

$$f_{adm} = \frac{5850}{300}$$

$$f_{adm} = 19.5 \text{ mm}$$

La condition de vérification s'écrit :

$$f \leq f_{adm}$$

$$1.9 < 19.5$$

$$\boxed{\text{Vérifié}}$$

La flèche obtenue représente moins de 10% de la valeur admissible. Le potelet présente ainsi une rigidité largement suffisante pour satisfaire les exigences de service imposées par la façade vitrée.

Cette faible déformation résulte de la géométrie triangulaire du treillis ainsi que de l'importante inertie développée par les trois membrures principales, assurant un comportement particulièrement rigide sous l'action du vent.

3.4.9 Dimensionnement des diagonales

Les diagonales assurent la transmission des efforts tranchants entre les membrures principales du potelet et garantissent le fonctionnement du treillis triangulaire.

Détermination des sollicitations

L'effort tranchant maximal obtenu précédemment est :

$$V_{Ed} = 33.59 \text{ kN}$$

La géométrie d'une maille du treillis est caractérisée par :

$$l_k = 1.00 \text{ m}$$

$$h = 0.753 \text{ m}$$

La longueur réelle de la diagonale vaut :

$$l_d = \sqrt{l_k^2 + h^2}$$

Application numérique :

$$l_d = \sqrt{1.00^2 + 0.753^2}$$

$$\boxed{l_d = 1.25 \text{ m}}$$

L'effort axial développé dans la diagonale est obtenu à partir de l'équilibre du panneau :

$$N_d = V_{Ed} \frac{l_d}{h}$$

Application numérique :

$$N_d = 33.59 \times \frac{1.25}{0.753}$$

$$\boxed{N_d = 55.8 \text{ kN}}$$

Pré-dimensionnement

La section minimale nécessaire est déterminée à partir de la condition de résistance à la traction :

$$A_{min} = \frac{N_d}{f_y}$$

avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

Application numérique :

$$A_{min} = \frac{55.8 \times 10^3}{275}$$

$$A_{min} = 203 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Cette valeur représente la section minimale théorique nécessaire pour reprendre l'effort axial maximal développé dans les diagonales.

Afin d'assurer une bonne rigidité du treillis et de conserver une cohérence constructive avec les lisses de façade, le profil suivant est retenu :

$$\text{TRON } 60 \times 5$$

Les caractéristiques géométriques du profil choisi sont résumées dans le tableau suivant.

TABLE 3.12 – Caractéristiques géométriques des diagonales

Désignation	TRON 60×5
Diamètre extérieur D	60 mm
Épaisseur t	5 mm
Nuance d'acier	S275
Aire A	8.64 cm ²
Moment d'inertie I	32.9 cm ⁴
Rayon de giration i	1.95 cm

Vérification à la traction

La résistance plastique de calcul de la section vaut :

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

avec :

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

Application numérique :

$$N_{pl,Rd} = 8.64 \times 27.5$$

$$N_{pl,Rd} = 237.6 \text{ kN}$$

La condition de résistance s'écrit :

$$N_d \leq N_{pl,Rd}$$

$$55.8 < 237.6$$

$$\boxed{\text{Vérifié}}$$

La résistance à la traction des diagonales est donc satisfaite.

Vérification au flambement

La longueur de flambement est prise égale à la longueur réelle de la diagonale :

$$L_f = 1.25 \text{ m}$$

$$L_f = 125 \text{ cm}$$

Le rayon de giration du profil vaut :

$$i = 1.95 \text{ cm}$$

L'élancement mécanique devient :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Application numérique :

$$\lambda = \frac{125}{1.95}$$

$$\boxed{\lambda = 64.1}$$

3.4.10 Conclusion

L'étude du potelet a permis de déterminer les sollicitations appliquées aux membrures principales et aux diagonales du treillis. Les vérifications réalisées ont confirmé l'adéquation des profils TRON 139×8 et TRON 60×5 retenus pour la structure. Le potelet satisfait ainsi aux exigences de résistance, de stabilité et de rigidité imposées par la façade vitrée.

3.5 Étude du plancher collaborant

3.5.1 Introduction

Dans le cadre de la conception de la gare multimodale en charpente métallique, le plancher constitue un élément structural essentiel assurant la transmission des charges verticales vers les éléments porteurs principaux.

Compte tenu des portées adoptées ainsi que des exigences de résistance et de rigidité imposées par l'exploitation du bâtiment, le recours à un plancher collaborant acier-béton a été retenu. Cette solution permet d'associer les performances mécaniques de l'acier en traction et du béton en compression afin d'obtenir une structure à la fois légère, rigide et économiquement avantageuse.

Le système étudié est constitué de solives métalliques supportant un bac acier collaborant de type Cofrastra 40, sur lequel est coulée une dalle en béton armé. Après durcissement du béton, une collaboration mécanique s'établit entre l'acier et le béton grâce aux reliefs du profil collaborant et aux connecteurs de cisaillement.

L'étude est menée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 4 (EN 1994-1-1) relatif au calcul des structures mixtes acier-béton, ainsi qu'aux dispositions de l'Eurocode 3 pour les vérifications des éléments métalliques en phase de construction.

Le comportement du plancher est étudié suivant deux phases distinctes :

- la phase de construction (phase montage), durant laquelle les solives métalliques travaillent seules avant le durcissement du béton ;
- la phase finale d'exploitation, dans laquelle la collaboration entre l'acier et le béton est assurée et permet d'améliorer significativement la résistance ainsi que la rigidité du plancher.

L'objectif de cette étude est de vérifier la résistance, la rigidité et la stabilité du système mixte sous les différentes combinaisons de charges appliquées, tout en garantissant les exigences de sécurité et de serviceabilité imposées par la réglementation en vigueur.

3.5.2 Hypothèses de calcul et caractéristiques géométriques

Le plancher étudié est un plancher collaborant acier-béton constitué de solives métalliques supportant un bac acier collaborant sur lequel est coulée une dalle en béton armé.

Le bac collaborant adopté est de type **Cofrastra 40** d'épaisseur nominale :

$$e = 0.75, mm$$

Ce profil nervuré assure simultanément :

- le rôle de coffrage perdu lors de la phase de construction ;
- le rôle d'armature participante après durcissement du béton.

La dalle collaborante présente une épaisseur totale de :

$$h = 12, cm$$

conformément au domaine d'utilisation recommandé par la fiche technique du système Cofrastra 40.

Les solives métalliques sont disposées avec un entraxe régulier égal à :

$$e_s = 1.00, m$$

Le comportement structural du plancher est étudié conformément aux prescriptions de l'Eurocode 4 relatif aux structures mixtes acier-béton.

Les hypothèses suivantes sont adoptées pour l'étude :

- les matériaux sont supposés homogènes et isotropes ;
- les solives sont considérées simplement appuyées ;
- la collaboration acier-béton est assurée par des connecteurs de cisaillement ;
- le bac collaborant participe à la résistance de la section mixte après durcissement du béton ;
- les vérifications sont réalisées séparément en phase de montage et en phase finale d'exploitation.

La figure suivante présente la configuration générale du plancher collaborant ainsi que la section transversale adoptée pour l'étude.

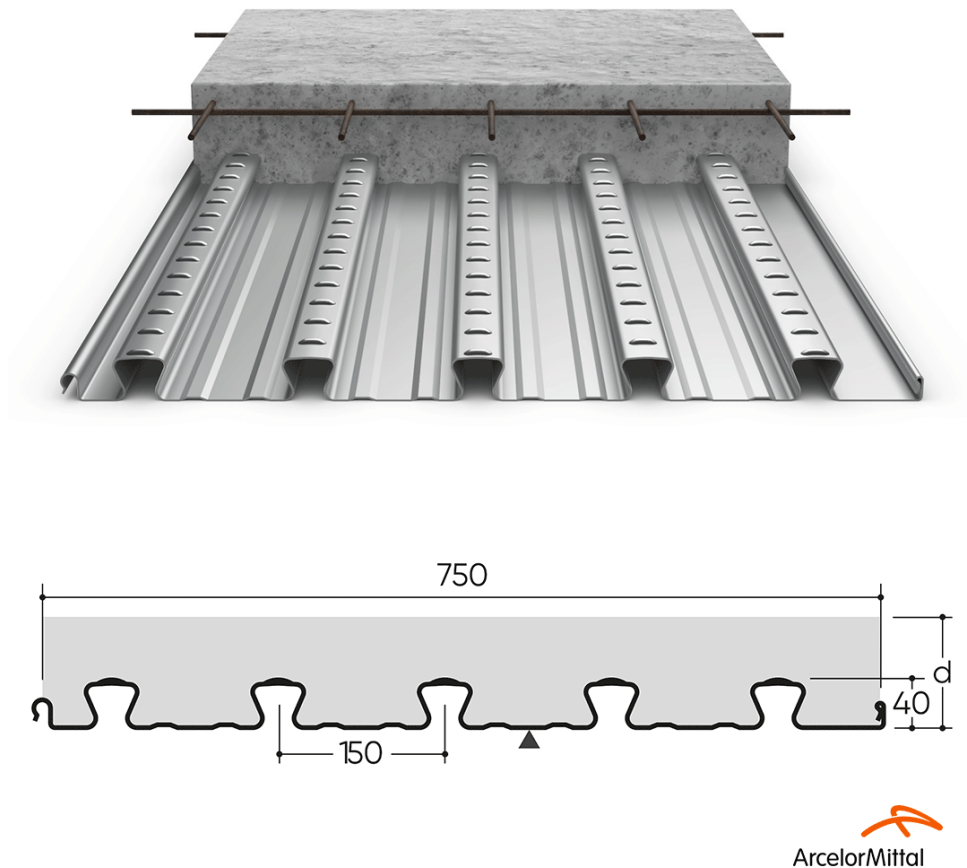


FIGURE 3.10 – Configuration générale du plancher collaborant

3.5.3 Évaluation des charges appliquées

L'évaluation des charges appliquées au plancher collaborant est réalisée conformément aux prescriptions des Eurocodes. Les charges sont déterminées séparément pour la phase de montage et pour la phase finale d'exploitation afin de prendre en compte l'évolution du comportement structural du système mixte.

Largeur efficace du béton

Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 4, la largeur efficace de la dalle collaborante doit être déterminée afin d'évaluer la largeur de béton participant au fonctionnement mixte de chaque solive.

Cette largeur est également utilisée pour l'évaluation des charges surfaciques reprises par chaque solive durant les phases de montage et d'exploitation.

Pour une poutre intérieure, la largeur efficace de chaque côté de la solive est limitée à :

$$b_{eff,i} \leq \frac{L}{8}$$

Avec :

$$L = 6,00\,m$$

D'où :

$$b_{eff,i} = \frac{6,00}{8} = 0,75\,m$$

La largeur efficace totale devient alors :

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2}$$

$$b_{eff} = 0,75 + 0,75 = 1,50\,m$$

Cependant, l'entraxe réel entre les solives est égal à :

$$e = 1,00\,m$$

Conformément aux recommandations de l'Eurocode 4, la largeur efficace retenue ne peut pas dépasser la largeur réellement disponible entre les solives.

La largeur efficace adoptée pour l'étude est donc :

$$b_{eff} = 1,00\,m$$

Charges appliquées en phase de montage

Durant la phase de construction, les solives métalliques travaillent seules avant le durcissement du béton. Les charges prises en compte durant cette phase sont :

- le poids propre du bac acier collaborant ;
- le poids du béton frais ;
- le poids propre des solives métalliques ;
- la surcharge de montage.

Poids propre du bac acier D'après la fiche technique du profil collaborant Cofrastra 40 d'épaisseur (0.75,mm), le poids propre du bac acier est pris égal à :

$$g_1 = 0.10, kN/m^2$$

Poids du béton frais L'épaisseur totale de la dalle collaborante est :

$$h = 12, cm = 0.12, m$$

En considérant un poids volumique du béton armé égal à :

$$\gamma_b = 25, kN/m^3$$

la charge surfacique du béton frais devient :

$$g_2 = \gamma_b \times h$$

$$g_2 = 25 \times 0.12$$

$$g_2 = 3.00, kN/m^2$$

Poids propre des solives Le poids propre des solives métalliques est évalué à partir des caractéristiques du profilé retenu :

$$g_3 = 0.25, kN/m$$

Surcharge de montage Conformément aux recommandations de l'Eurocode 4, une surcharge temporaire de chantier est prise égale à :

$$q_m = 1.00, kN/m^2$$

Charges appliquées en phase finale

Après durcissement du béton, le plancher fonctionne comme une section mixte acier-béton. Les charges permanentes supplémentaires ainsi que les charges d'exploitation sont alors prises en compte.

Charges de revêtement Les charges permanentes de revêtement et de cloisonnement léger sont estimées à :

$$g_r = 1.20, kN/m^2$$

Charge d'exploitation Compte tenu de la destination du bâtiment, la surcharge d'exploitation adoptée est :

$$q = 5.00, kN/m^2$$

Synthèse des charges appliquées sur une solive

Après détermination de la largeur efficace du plancher collaborant, les différentes charges surfaciques sont transformées en charges linéaires appliquées à chaque solive.

La largeur efficace retenue étant égale à :

$$b_{eff} = 1,00 \text{ m}$$

les valeurs numériques des charges surfaciques et des charges linéaires restent identiques.

Le tableau suivant présente la synthèse des charges appliquées sur une solive durant les phases de montage et d'exploitation.

TABLE 3.13 – Synthèse des charges appliquées sur une solive

Phase de montage		
Type de charge	Désignation	Valeur linéaire
Poids propre du bac acier	G_1	$0,10 \text{ kN/m}$
Poids du béton frais	G_2	$3,00 \text{ kN/m}$
Poids propre des solives	G_3	$0,25 \text{ kN/m}$
Charges permanentes totales	G_m	$3,35 \text{ kN/m}$
Surcharge de montage	q_m	$1,00 \text{ kN/m}$
Phase finale		
Type de charge	Désignation	Valeur linéaire
Poids propre du bac acier	G_1	$0,10 \text{ kN/m}$
Poids du béton durci	G_2	$3,00 \text{ kN/m}$
Poids propre des solives	G_3	$0,25 \text{ kN/m}$
Charges de revêtement	G_r	$1,20 \text{ kN/m}$
Charges permanentes totales	G	$4,55 \text{ kN/m}$
Charge d'exploitation	q	$5,00 \text{ kN/m}$

3.5.4 Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges utilisées pour le dimensionnement du plancher collaborant sont établies conformément aux prescriptions des Eurocodes pour les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

Les combinaisons sont traitées séparément pour :

- la phase de montage ;
- la phase finale d'exploitation.

Combinaisons en phase de montage

Durant cette phase, les solives métalliques travaillent seules avant le durcissement du béton. Les charges appliquées correspondent au poids propre du système en cours de construction ainsi qu'à la surcharge temporaire de chantier.

Combinaison ELU La combinaison fondamentale à l'état limite ultime est donnée par :

$$q_{Ed,m} = 1,35 \times G_m + 1,5 \times q_m$$

avec :

$$G_m = 3,25 kN/m$$

$$q_m = 1 kN/m$$

D'où :

$$q_{Ed,m} = 1,35 \times 3,25 + 1,5 \times 1$$

$$q_{Ed,m} = 5,89 kN/m$$

Combinaison ELS La combinaison à l'état limite de service devient :

$$q_{ELS,m} = G_m + q_m$$

$$q_{ELS,m} = 4,25 kN/m$$

Combinaisons en phase finale

Après durcissement du béton, le plancher fonctionne comme une section mixte acier-béton. Les charges permanentes définitives ainsi que les surcharges d'exploitation sont alors prises en compte.

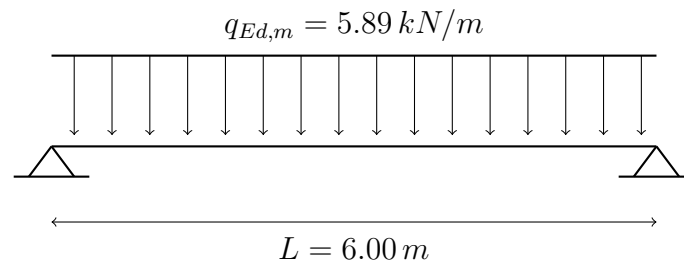


FIGURE 3.11 – Schéma statique de calcul d'une solive en phase de montage

Combinaison ELU La combinaison fondamentale à l'état limite ultime est :

$$q_{Ed} = 1.35, G + 1.50, Q$$

avec :

$$G = 4.45 kN/m$$

$$Q = 5.00 kN/m$$

D'où :

$$q_{Ed} = 1.35 \times 4.55 + 1.50 \times 5.00$$

$$q_{Ed} = 13.61, kN/m^2$$

Combinaison ELS La combinaison à l'état limite de service est donnée par :

$$q_{ELS} = G + Q$$

$$q_{ELS} = 4.55 + 5.00$$

$$q_{ELS} = 9.55, kN/m^2$$

Les différentes combinaisons obtenues seront utilisées dans les vérifications de résistance et de rigidité des solives métalliques ainsi que de la section mixte acier-béton.

TABLE 3.14 – Synthèse des combinaisons de charges du plancher collaborant

Phase	Combinaison	Valeur
Montage	$q_{Ed,m}$	$5.89 kN/m^2$
Montage	$q_{ELS,m}$	$4.25 kN/m^2$
Finale	q_{Ed}	$13.61 kN/m^2$
Finale	q_{ELS}	$9.55 kN/m^2$

3.5.5 Vérification des solives en phase de montage

Durant la phase de construction, les solives métalliques travaillent seules avant le durcissement du béton. Les vérifications sont donc réalisées conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Les solives sont considérées comme simplement appuyées sur une portée de :

$$L = 6,00, m$$

La charge de service en phase de montage est :

$$q_{ELS,m} = 4,25, kN/m$$

Pré-dimensionnement des solives par condition de flèche

La flèche admissible en phase de montage est limitée à :

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

D'où :

$$f_{adm} = \frac{6000}{250}$$

$$f_{adm} = 24, mm$$

La flèche maximale d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie est donnée par :

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

L'inertie minimale nécessaire devient alors :

$$I_{req} = \frac{5qL^4}{384Ef_{adm}}$$

avec :

$$q = 4,25 \text{ kN/m} = 4,25 \text{ N/mm}$$

$$E = 210000, MPa$$

D'où :

$$I_{req} = \frac{5 \times 4,25 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 24}$$

$$I_{req} = 1416, cm^4$$

Choix du profilé des solives

L'inertie minimale requise obtenue à partir du critère de limitation de la flèche est :

$$I_{req} = 1416, cm^4$$

Une consultation des tables normalisées des profilés laminés a été effectuée afin de sélectionner une section présentant une rigidité suffisante pour la portée étudiée.

Le profilé **UPE 200** a été retenu pour l'étude. Ses principales caractéristiques géométriques sont présentées dans le tableau suivant.

TABLE 3.15 – Caractéristiques géométriques du profilé UPE 200

Caractéristique	Valeur
Nuance d'acier	S235
Hauteur h	200 mm
Largeur b	80 mm
Aire A	... cm ²
Inertie I_y	1940 cm ⁴
Module élastique W_y	194 cm ³
Masse linéique	... kg/m

L'inertie du profilé retenu est supérieure à l'inertie minimale requise :

$$I_y = 1940, cm^4 > I_{req} = 1416, cm^4$$

Le profilé UPE 200 satisfait ainsi le critère de rigidité imposé en phase de montage et sera retenu pour la suite des vérifications.

Calcul des sollicitations en phase de montage

Les solives sont modélisées comme des poutres simplement appuyées soumises à une charge uniformément répartie.

La charge de calcul à l'état limite ultime est :

$$q_{Ed,m} = 5,89, kN/m$$

Moment fléchissant maximal Le moment fléchissant maximal d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie est donné par :

$$M_{Ed} = \frac{qL^2}{8}$$

D'où :

$$M_{Ed} = \frac{5,89 \times 6^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 26,50, kN.m$$

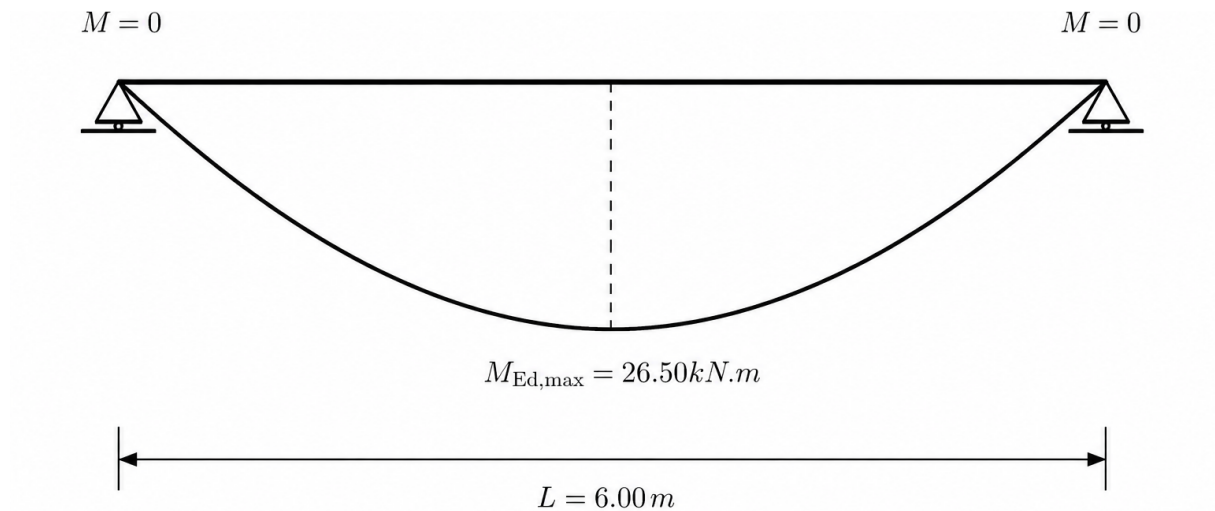


FIGURE 3.12 – Diagramme du moment fléchissant

Effort tranchant maximal L'effort tranchant maximal est donné par :

$$V_{\text{Ed}} = \frac{qL}{2}$$

D'où :

$$V_{\text{Ed}} = \frac{5,89 \times 6}{2}$$

$$V_{\text{Ed}} = 17,67, \text{ kN}$$

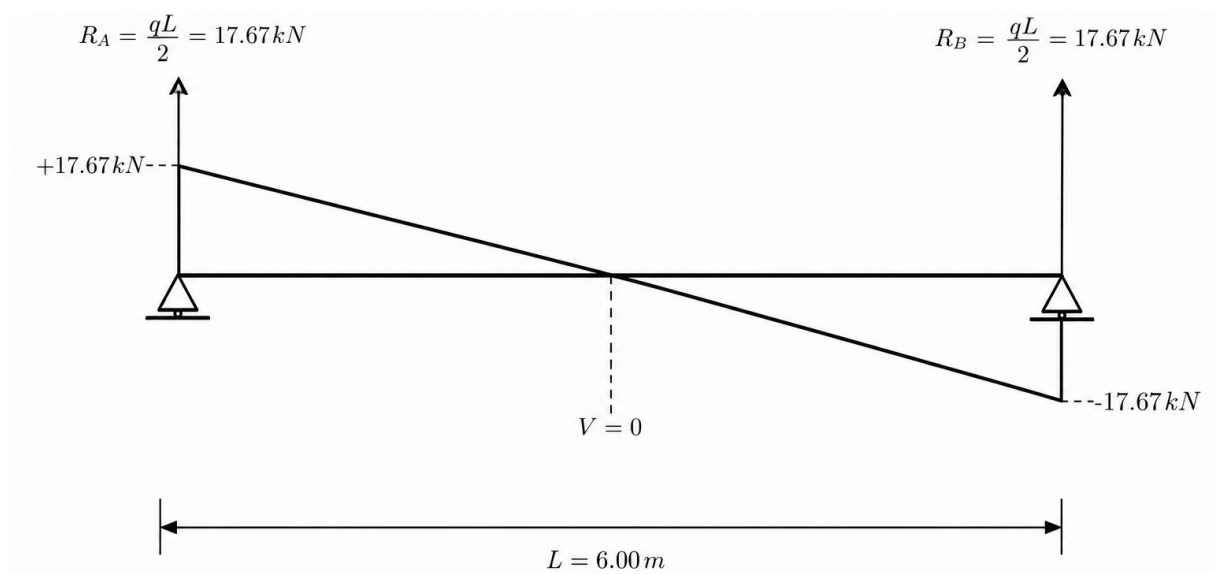


FIGURE 3.13 – Diagramme de l'effort tranchant de la solive en phase de montage

Vérification en flexion

La résistance en flexion des solives est vérifiée conformément aux prescriptions de l'Euro-code 3.

La contrainte normale maximale est donnée par :

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}}$$

Pour le profilé UPE 200 retenu :

$$W_{el,y} = 194 \text{ cm}^3$$

La contrainte maximale devient alors :

$$\sigma = \frac{26,50 \times 10^6}{194 \times 10^3}$$

$$\sigma = 136,6 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible pour l'acier S275 est :

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_M}$$

avec :

$$f_y = 275, \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1,10$$

D'où :

$$\sigma_{adm} = 250, \text{ MPa}$$

La condition de vérification devient :

$$\sigma < \sigma_{adm}$$

$$136,6 < 250, \text{ MPa}$$

La vérification en flexion est donc satisfaite.

Vérification à l'effort tranchant

La résistance au cisaillement des solives est vérifiée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

La résistance plastique au cisaillement est donnée par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_M}$$

avec :

- A_v : aire résistante au cisaillement ;
- $f_y = 275, MPa$;
- $\gamma_M = 1,10$.

Pour le profilé UPE 200, l'aire résistante au cisaillement est directement extraite des tables normalisées des profilés laminés européens :

$$A_v = 1400 \text{ mm}^2$$

La résistance plastique au cisaillement est alors :

$$V_{pl,Rd} = \frac{1400 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,10}$$

$$V_{pl,Rd} = 202, kN$$

L'effort tranchant maximal obtenu précédemment est :

$$V_{Ed} = 17,67, kN$$

La condition de vérification devient :

$$V_{Ed} < V_{pl,Rd}$$

$$17,67 < 202 kN$$

La vérification à l'effort tranchant est donc satisfaite.

Vérification de la flèche en phase de montage

La flèche maximale des solives est vérifiée à l'état limite de service sous les charges de montage.

La charge de service considérée est :

$$q_{ELS,m} = 4,25, kN/m$$

La flèche maximale d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie est donnée par :

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

Pour le profilé UPN 240 :

$$I_y = 1940, cm^4$$

La flèche maximale devient :

$$f = \frac{5 \times 4,25 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 1940 \times 10^4}$$

$$f = 17,5, mm$$

La flèche admissible en phase de montage est :

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

$$f_{adm} = \frac{6000}{250}$$

$$f_{adm} = 24, mm$$

La condition de vérification devient :

$$f < f_{adm}$$

$$17,5 < 24, mm$$

La vérification de la flèche en phase de montage est donc satisfaite.

Vérification de la stabilité au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité latérale pouvant affecter les éléments fléchis lorsque l'aile comprimée n'est pas suffisamment maintenue transversalement.

La vérification est réalisée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Condition de vérification La condition de stabilité au déversement s'écrit :

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

avec :

- M_{Ed} : moment fléchissant sollicitant ;
- $M_{b,Rd}$: moment résistant réduit au déversement.

Données de calcul

- Profilé : UPE 200 ;
- Acier : S275 ;
- Module d'élasticité :

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

- Module de cisaillement :

$$G = 81000 \text{ MPa}$$

- Moment sollicitant :

$$M_{Ed} = 26,50 \text{ kN.m}$$

Durant la phase de montage, le bac acier collaborant est fixé mécaniquement aux solives métalliques dès sa mise en place. Cette fixation assure un maintien latéral partiel de l'aile comprimée et limite les déplacements transversaux des solives.

Par conséquent, la longueur de déversement est prise égale à :

$$L_b = \frac{L}{3}$$

D'où :

$$L_b = \frac{6}{3} = 2,00 \text{ m}$$

Moment critique de déversement Le moment critique de déversement est donné par :

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_b^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_b^2 G I_t}{\pi^2 EI_z}}$$

Avec :

$$I_z = 187 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_t = 8,89 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 11 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

Après application numérique :

$$M_{cr} = 74 \text{ kN.m}$$

Élancement réduit L'élancement réduit de déversement est donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,Rd}}{M_{cr}}}$$

Le moment plastique résistant de la section vaut :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_M}$$

Avec :

$$W_{pl,y} = 220 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1,10$$

D'où :

$$M_{pl,Rd} = 55 \text{ kN.m}$$

L'élancement réduit devient alors :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{55}{74}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,86$$

Coefficient de réduction Pour les profils laminés de type UPE, la courbe de déversement de type *b* est utilisée :

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

Le coefficient intermédiaire devient :

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

$$\phi_{LT} = 1,01$$

Le coefficient de réduction au déversement est alors :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,72$$

Moment résistant au déversement Le moment résistant réduit au déversement devient :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{pl,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = 0,72 \times 55$$

$$M_{b,Rd} = 39,6 \text{ kN.m}$$

Vérification La condition de stabilité devient :

$$M_{Ed} < M_{b,Rd}$$

$$26,50 < 39,6 \text{ kN.m}$$

La stabilité au déversement des solives en phase de montage est donc vérifiée.

Conclusion de la phase de montage

L'étude des solives métalliques durant la phase de montage a permis de vérifier le comportement du plancher collaborant avant le durcissement du béton.

Les vérifications effectuées conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 ont porté sur :

- la résistance en flexion ;
- la résistance au cisaillement ;
- les conditions de déformation ;
- ainsi que la stabilité au déversement.

Les résultats obtenus montrent que le profilé **UPE 200** satisfait l'ensemble des conditions de résistance, de rigidité et de stabilité sous les charges de construction appliquées.

La présence du bac acier collaborant assure un maintien latéral partiel des solives, permettant ainsi de limiter les risques de déversement durant cette phase transitoire de fonctionnement.

3.5.6 Étude en phase finale (plancher collaborant)

Après durcissement du béton, la dalle et la solive métallique fonctionnent de manière solidaire grâce aux connecteurs de cisaillement.

Le plancher devient alors un système mixte acier-béton, permettant d'améliorer significativement la résistance et la rigidité de l'ensemble.

Hypothèses de calcul

- Type de bac acier : Cofrastra 40 ;
- Épaisseur totale de la dalle : 12 cm ;
- Béton : classe C25/30 ;
- Largeur efficace : $b_{eff} = 1.0\text{ m}$;
- Acier : S275 ;
- Liaison parfaite acier-béton (connecteurs suffisants).

3.5.7 Étude de la section mixte en phase finale

Après durcissement du béton, le plancher fonctionne comme une structure mixte acier-béton. La dalle collaborante participe alors à la reprise des efforts de compression tandis que la solive métallique reprend principalement les efforts de traction.

L'étude de la section mixte est réalisée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 4.

Coefficient d'équivalence

Afin de transformer la section mixte acier-béton en une section homogène équivalente, l'Eurocode 4 introduit le coefficient d'équivalence :

$$n_{el} = \frac{E_a}{E_c}$$

avec :

- E_a : module d'élasticité de l'acier ;
- E_c : module d'élasticité du béton.

Pour l'acier :

$$E_a = 210000\text{ MPa}$$

Pour un béton de classe C25/30, le module d'élasticité est pris égal à :

$$E_c = 31000 \text{ MPa}$$

Le coefficient d'équivalence devient alors :

$$n_{el} = \frac{210000}{31000}$$

$$n_{el} = 6,77$$

Cette valeur sera utilisée pour la transformation de la section mixte en une section homogénéisée équivalente.

Transformation de la section mixte

Afin de permettre l'étude élastique de la section mixte, la section béton est transformée en une section équivalente en acier à l'aide du coefficient d'équivalence précédemment déterminé.

Section de béton efficace La largeur efficace retenue pour l'étude est :

$$b_{eff} = 1000 \text{ mm}$$

L'épaisseur efficace du béton comprimé au-dessus des nervures du bac collaborant est :

$$h_c = 80 \text{ mm}$$

La section efficace de béton devient alors :

$$A_c = b_{eff} \times h_c$$

$$A_c = 1000 \times 80$$

$$A_c = 80000 \text{ mm}^2$$

Section de béton transformée La section de béton transformée en acier équivalent est donnée par :

$$A_{c,eq} = \frac{A_c}{n_{el}}$$

Avec :

$$n_{el} = 6,77$$

D'où :

$$A_{c,eq} = \frac{80000}{6,77}$$

$$A_{c,eq} = 11817 \text{ mm}^2$$

Section d'acier Pour le profilé UPE 200 retenu :

$$A_a = 29 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 2900 \text{ mm}^2$$

Section homogénéisée La section homogénéisée totale devient :

$$A_{tot} = A_a + A_{c,eq}$$

$$A_{tot} = 2900 + 11817$$

$$A_{tot} = 14717 \text{ mm}^2$$

La section mixte transformée obtenue servira à la détermination de l'axe neutre élastique ainsi qu'au calcul de l'inertie équivalente de la poutre mixte.

Détermination de l'axe neutre élastique

La position de l'axe neutre élastique de la section homogénéisée est déterminée à partir des centres de gravité des différentes parties constituant la section mixte.

Position des centres de gravité L'origine des axes est prise à partir de la face supérieure de la dalle collaborante.

— Centre de gravité du béton transformé :

$$y_c = \frac{h_c}{2}$$

$$y_c = \frac{80}{2}$$

$$y_c = 40 \text{ mm}$$

— Centre de gravité de la solive métallique :

La hauteur totale du profilé UPE 200 est :

$$h_a = 200 \text{ mm}$$

Le centre de gravité de la solive est donc situé à :

$$y_a = h_c + \frac{h_a}{2}$$

$$y_a = 80 + \frac{200}{2}$$

$$y_a = 180 \text{ mm}$$

Position de l'axe neutre élastique La position de l'axe neutre élastique est donnée par :

$$y_G = \frac{A_{c,eq}y_c + A_a y_a}{A_{tot}}$$

Avec :

$$A_{c,eq} = 11817 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 2900 \text{ mm}^2$$

$$A_{tot} = 14717 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$y_G = \frac{11817 \times 40 + 2900 \times 180}{14717}$$

$$y_G = 67,6 \text{ mm}$$

L'axe neutre élastique de la section homogénéisée est donc situé à :

$$y_G = 67,6 \text{ mm}$$

à partir de la face supérieure de la dalle collaborante.

Calcul de l'inertie équivalente de la section mixte

L'inertie équivalente de la section homogénéisée est déterminée à partir du théorème de Huygens en tenant compte des contributions du béton transformé et de la solive métallique.

Inertie du béton transformé L'inertie propre de la dalle de béton transformée est donnée par :

$$I_{c,0} = \frac{b_{eff} h_c^3}{12n}$$

Avec :

$$b_{eff} = 1000 \text{ mm}$$

$$h_c = 80 \text{ mm}$$

$$n = 6,77$$

D'où :

$$I_{c,0} = \frac{1000 \times 80^3}{12 \times 6,77}$$

$$I_{c,0} = 629985 \text{ mm}^4$$

La distance entre le centre de gravité du béton transformé et l'axe neutre élastique vaut :

$$d_c = y_G - y_c$$

$$d_c = 67,6 - 40$$

$$d_c = 27,6 \text{ mm}$$

L'inertie du béton transformé par rapport à l'axe neutre devient alors :

$$I_c = I_{c,0} + A_{c,eq} d_c^2$$

$$I_c = 629985 + 11817 \times 27,6^2$$

$$I_c = 9632400 \text{ mm}^4$$

Inertie de la solive métallique L'inertie propre du profilé UPE 200 est :

$$I_a = 1910 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_a = 19100000 \text{ mm}^4$$

La distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre élastique est :

$$d_a = y_a - y_G$$

$$d_a = 180 - 67,6$$

$$d_a = 112,4 \text{ mm}$$

L'inertie de la solive par rapport à l'axe neutre devient :

$$I'_a = I_a + A_a d_a^2$$

$$I'_a = 19100000 + 2900 \times 112,4^2$$

$$I'_a = 55730000 \text{ mm}^4$$

Inertie équivalente totale L'inertie équivalente de la section homogénéisée devient :

$$I_{eq} = I_c + I'_a$$

$$I_{eq} = 9632400 + 55730000$$

$$I_{eq} = 65362400 \text{ mm}^4$$

L'inertie équivalente obtenue sera utilisée pour les vérifications de déformation de la poutre mixte en phase finale.

Vérification de la flèche en phase finale

Après durcissement du béton, la solive métallique et la dalle collaborante fonctionnent comme une section mixte acier-béton. La vérification de la flèche est réalisée à l'état limite de service sous la combinaison rare des actions.

Charge de service La charge de service retenue est :

$$q_{ELS} = G + Q$$

Avec :

$$G = 4,55 \text{ kN/m}$$

$$Q = 5,00 \text{ kN/m}$$

D'où :

$$q_{ELS} = 4,55 + 5,00$$

$$q_{ELS} = 9,55 \text{ kN/m}$$

Flèche maximale La flèche maximale d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie est donnée par :

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

Avec :

$$q = 9,55 \text{ kN/m} = 9,55 \text{ N/mm}$$

$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$I_{eq} = 65362400 \text{ mm}^4$$

D'où :

$$f = \frac{5 \times 9,55 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 65362400}$$

$$f = 11,7 \text{ mm}$$

Flèche admissible La flèche admissible retenue pour le plancher est :

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{300}$$

$$f_{adm} = 20 \text{ mm}$$

Vérification La condition de vérification devient :

$$f < f_{adm}$$

$$11,7 < 20 \text{ mm}$$

La vérification de la flèche en phase finale est donc satisfaite.

Détermination de l'axe neutre plastique

La résistance plastique de la section mixte est déterminée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 4.

La position de l'axe neutre plastique dépend de l'équilibre entre :

- l'effort de compression repris par le béton ;
- l'effort de traction repris par la solive métallique.

Effort de traction dans la solive métallique L'effort plastique de traction repris par la section acier est donné par :

$$N_a = A_a f_y$$

Avec :

$$A_a = 2900 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

D'où :

$$N_a = 2900 \times 275$$

$$N_a = 797500 \text{ N}$$

$$N_a = 797,5 \text{ kN}$$

Effort de compression dans le béton L'effort de compression plastique dans le béton est donné par :

$$N_c = 0,85 f_{cd} b_{eff} x$$

Avec :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = \frac{25}{1,5}$$

$$f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

L'équilibre plastique de la section impose :

$$N_c = N_a$$

D'où :

$$0,85 \times 16,67 \times 1000 \times x = 797500$$

$$x = 56,3 \text{ mm}$$

Position de l'axe neutre plastique La hauteur comprimée dans le béton est :

$$x = 56,3 \text{ mm}$$

Or :

$$h_c = 80 \text{ mm}$$

Ainsi :

$$x < h_c$$

L'axe neutre plastique est donc situé dans la dalle de béton.

La section métallique travaille entièrement en traction tandis qu'une partie seulement de la dalle participe à la compression plastique.

Moment plastique résistant de la section mixte

La résistance plastique de la poutre mixte est déterminée à partir de l'équilibre des efforts internes entre la compression développée dans le béton et la traction reprise par la solive métallique.

Bras de levier interne Le centre de compression du béton est situé au milieu de la zone comprimée :

$$y_c = \frac{x}{2}$$

$$y_c = \frac{56,3}{2}$$

$$y_c = 28,15 \text{ mm}$$

Le centre de traction de la solive métallique est situé au centre de gravité du profilé :

$$y_a = h_c + \frac{h_a}{2}$$

$$y_a = 80 + \frac{200}{2}$$

$$y_a = 180 \text{ mm}$$

Le bras de levier interne devient alors :

$$z = y_a - y_c$$

$$z = 180 - 28,15$$

$$z = 151,85 \text{ mm}$$

Moment plastique résistant Le moment plastique résistant de la section mixte est donné par :

$$M_{pl,Rd} = N_a \times z$$

Avec :

$$N_a = 797,5 \text{ kN}$$

$$z = 151,85 \text{ mm}$$

D'où :

$$M_{pl,Rd} = 797,5 \times 151,85$$

$$M_{pl,Rd} = 121118 \text{ kN.mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 121,1 \text{ kN.m}$$

Moment sollicitant Le moment maximal à l'état limite ultime est donné par :

$$M_{Ed} = \frac{q_{ELU} L^2}{8}$$

La charge ultime en phase finale devient :

$$q_{ELU} = 1,35G + 1,50Q$$

$$q_{ELU} = 1,35 \times 4,55 + 1,50 \times 5,00$$

$$q_{ELU} = 13,64 \text{ kN/m}$$

Le moment sollicitant devient alors :

$$M_{Ed} = \frac{13,64 \times 6^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 61,4 \text{ kN.m}$$

Vérification La condition de résistance devient :

$$M_{Ed} < M_{pl,Rd}$$

$$61,4 < 121,1 \text{ kN.m}$$

La résistance plastique de la section mixte est donc vérifiée.

Vérification au cisaillement

Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 4, l'effort tranchant est repris uniquement par la section métallique de la solive. La contribution du béton au cisaillement vertical est négligée.

Effort tranchant sollicitant L'effort tranchant maximal à l'état limite ultime est donné par :

$$V_{Ed} = \frac{q_{ELU}L}{2}$$

Avec :

$$q_{ELU} = 13,64 \text{ kN/m}$$

$$L = 6,00 \text{ m}$$

D'où :

$$V_{Ed} = \frac{13,64 \times 6}{2}$$

$$V_{Ed} = 40,9 \text{ kN}$$

Résistance plastique au cisaillement La résistance plastique au cisaillement de la solive métallique est donnée par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_M}$$

Avec :

- A_v : aire résistante au cisaillement donnée par les tables normalisées ;
- $f_y = 275 \text{ MPa}$;
- $\gamma_M = 1,10$.

Pour le profilé UPE 200 retenu :

$$A_v = 1200 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{pl,Rd} = \frac{1200 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,10}$$

$$V_{pl,Rd} = 173,2 \text{ kN}$$

Vérification La condition de résistance au cisaillement devient :

$$V_{Ed} < V_{pl,Rd}$$

$$40,9 < 173,2 \text{ kN}$$

La vérification au cisaillement de la section mixte est donc satisfaite.

Par ailleurs, conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3, l'influence de l'effort tranchant sur la résistance en flexion peut être négligée lorsque :

$$V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,Rd}$$

Or :

$$0,5V_{pl,Rd} = 0,5 \times 173,2$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 86,6 \text{ kN}$$

La condition devient :

$$40,9 < 86,6 \text{ kN}$$

L'influence du cisaillement sur la résistance en flexion est donc négligeable.

Stabilité au déversement En phase finale, la dalle en béton assure un maintien latéral quasi-continu de la semelle comprimée, ce qui permet de négliger le risque de déversement.

3.5.8 Calcul des connecteurs

Le comportement mixte entre la dalle collaborante et la solive métallique est assuré par des connecteurs de type goujons soudés.

Ces connecteurs permettent de transmettre les efforts de cisaillement longitudinal entre l'acier et le béton afin d'assurer le fonctionnement monolithique de la section mixte.

L'étude des connecteurs est réalisée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 4.

Caractéristiques des goujons Les connecteurs retenus sont des goujons soudés de diamètre :

$$d = 16 \text{ mm}$$

et de hauteur :

$$h_{sc} = 100 \text{ mm}$$

La résistance ultime de l'acier des goujons est prise égale à :

$$f_u = 450 \text{ MPa}$$

Résistance d'un goujon La résistance de calcul d'un goujon est donnée par :

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2}{4 \gamma_v}$$

Avec :

$$\gamma_v = 1,25$$

D'où :

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \times 450 \times \pi \times 16^2}{4 \times 1,25}$$

$$P_{Rd} = 57,9 \text{ kN}$$

Effort longitudinal à transmettre L'effort longitudinal total à transmettre correspond à l'effort de traction développé dans la solive métallique :

$$N_a = 797,5 \text{ kN}$$

Nombre de connecteurs nécessaires Le nombre minimal de goujons nécessaires est donné par :

$$n = \frac{N_a}{P_{Rd}}$$

D'où :

$$n = \frac{797,5}{57,9}$$

$$n = 13,77$$

Le nombre de connecteurs est arrondi à l'entier supérieur :

$$n = 14$$

Espacement des connecteurs Les goujons sont répartis uniformément sur la longueur de la solive.

L'espacement moyen devient :

$$e = \frac{L}{n}$$

Avec :

$$L = 6000 \text{ mm}$$

D'où :

$$e = \frac{6000}{14}$$

$$e = 428,6 \text{ mm}$$

Un espacement pratique de :

$$e = 400 \text{ mm}$$

est adopté pour la disposition des connecteurs.

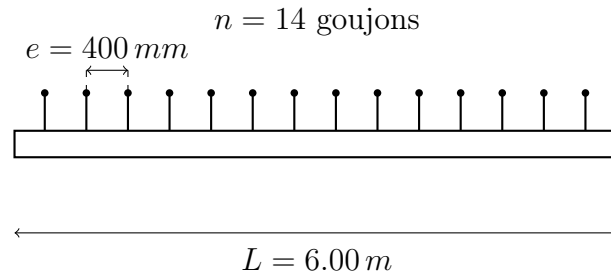


FIGURE 3.14 – Disposition des goujons de cisaillement sur la solive métallique

3.5.9 Conclusion

L'étude du plancher collaborant a permis de vérifier le comportement de l'ouvrage durant les phases de montage et d'exploitation conformément aux prescriptions des Eurocodes 3 et 4. Les vérifications réalisées ont porté sur la résistance, la rigidité et la stabilité des solives métalliques ainsi que sur le fonctionnement de la section mixte acier-béton.

Les résultats obtenus montrent que le profilé UPE 200 retenu satisfait les conditions de flexion, de cisaillement, de déformation et de stabilité. Après durcissement du béton, la collaboration entre la dalle et les solives permet d'augmenter significativement la capacité portante et la rigidité du plancher.

Les connecteurs de cisaillement dimensionnés assurent une transmission correcte des efforts longitudinaux entre l'acier et le béton, garantissant ainsi le fonctionnement composite de l'ensemble.

Le système de plancher collaborant adopté répond donc aux exigences de résistance, de stabilité et de serviceabilité requises pour l'ouvrage.

3.6 Étude de l'escalier métallique

3.6.1 Introduction

L'escalier métallique étudié assure la circulation verticale entre les différents niveaux du bloc administratif de la gare routière. Son implantation est réalisée à l'intérieur d'une trémie aménagée dans les planchers du bâtiment.

Compte tenu des contraintes architecturales liées à l'espace disponible ainsi qu'à la présence des ascenseurs, le choix s'est porté sur un escalier métallique en forme de U composé de trois volées et de deux paliers intermédiaires.

La structure de l'escalier est constituée de limons métalliques supportant des marches en caillebotis, permettant de réduire le poids propre de l'ouvrage tout en assurant une bonne résistance mécanique et un confort d'utilisation adapté à un bâtiment recevant du public.

L'étude présentée dans cette partie porte sur la définition géométrique de l'escalier, l'évaluation des charges appliquées ainsi que le dimensionnement des limons conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

3.6.2 Implantation et conception architecturale

L'escalier étudié est implanté au niveau du bloc administratif à l'intérieur d'une trémie réservée à la circulation verticale des usagers. Cette trémie est aménagée dans les planchers du bâtiment afin d'assurer la liaison entre les différents niveaux de la structure.

Compte tenu des contraintes architecturales liées à l'espace disponible ainsi qu'à la présence des ascenseurs, une configuration en forme de U a été retenue. L'escalier est ainsi composé de trois volées reliées par deux paliers intermédiaires. Les deux volées principales sont parallèles entre elles, tandis que la volée centrale est disposée perpendiculairement afin d'assurer le changement de direction de la circulation.

Le choix de cette configuration permet :

- d'optimiser l'occupation de l'espace disponible dans la trémie ;
- de limiter l'encombrement horizontal de l'escalier ;
- d'assurer une circulation fluide des usagers ;
- et de garantir un confort d'utilisation adapté à un bâtiment recevant du public.

La largeur utile de passage adoptée pour l'ensemble des volées est fixée à :

$$b = 2.50, m$$

Les paliers intermédiaires assurent le changement de direction de l'escalier ainsi que la transmission des charges vers les poutres principales de la structure porteuse.

La Figure 3.15 présente la modélisation tridimensionnelle de l'escalier métallique réalisée sous Robot Structural Analysis, mettant en évidence la disposition des différentes volées

ainsi que des paliers intermédiaires.

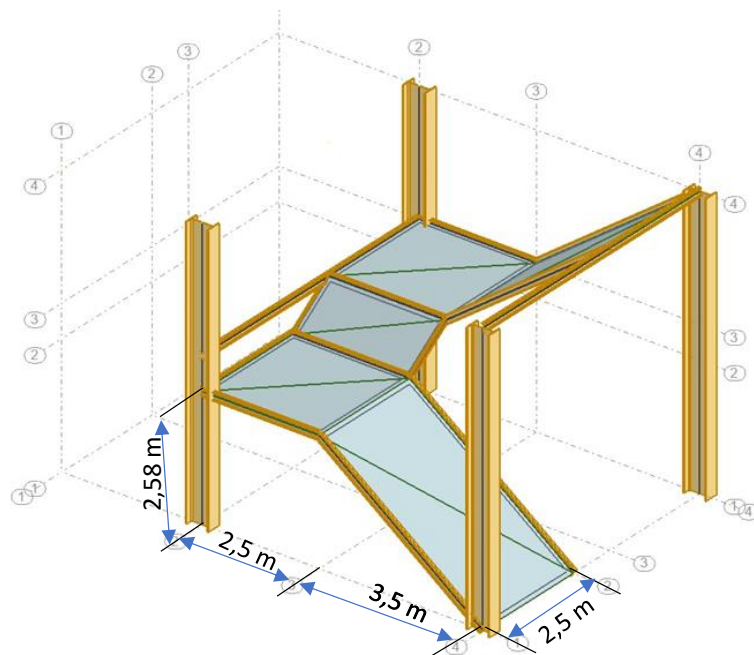


FIGURE 3.15 – Modélisation tridimensionnelle de l'escalier métallique sous Robot Structural Analysis

La Figure 3.16 présente quant à elle l'implantation de l'escalier au niveau du plan de plancher ainsi que la position de la trémie réservée à la circulation verticale.

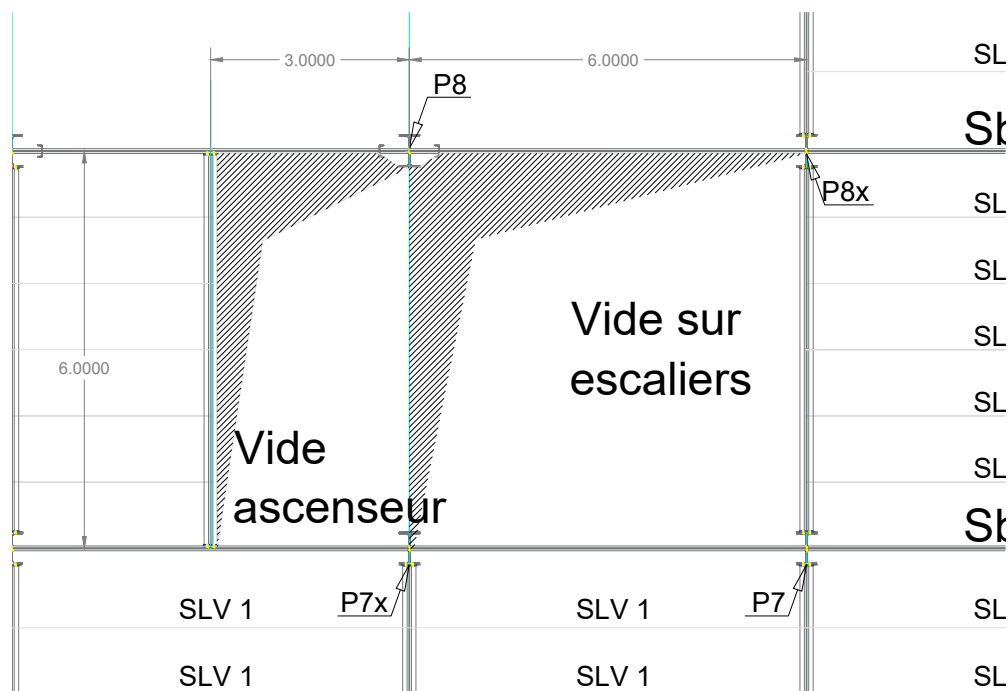


FIGURE 3.16 – Implantation de l'escalier dans la trémie du plancher

3.6.3 Définition géométrique de l'escalier

La définition des caractéristiques géométriques de l'escalier constitue une étape essentielle afin de garantir à la fois le confort d'utilisation, la sécurité des usagers ainsi que la conformité aux recommandations usuelles relatives aux bâtiments recevant du public.

Hauteur à franchir

L'escalier assure la liaison entre deux niveaux successifs du bloc administratif. La hauteur totale à franchir est donnée par :

$$H = 5.85, m$$

Choix du nombre de marches

Compte tenu de la hauteur totale à franchir ainsi que des contraintes d'encombrement imposées par la trémie, un nombre total de :

$$n = 34 \text{ marches}$$

a été retenu.

La hauteur réelle de la contre-marche est alors obtenue par :

$$h = \frac{H}{n}$$

$$h = \frac{5.85}{34}$$

$$h = 0.172, m = 17.2, cm$$

Cette valeur reste compatible avec les recommandations usuelles relatives aux escaliers destinés à un bâtiment recevant du public.

Choix du giron

Afin d'assurer un confort de circulation satisfaisant, le giron adopté est fixé à :

$$g = 25, cm$$

Vérification de la formule de Blondel

La condition de confort est vérifiée à l'aide de la formule de Blondel :

$$2h+g$$

En remplaçant les valeurs obtenues :

$$2 \times 17.2 + 25 = 59.4, cm$$

Cette valeur est proche de l'intervalle recommandé pour les escaliers courants, ce qui permet de considérer que le confort d'utilisation est satisfaisant.

Répartition des marches

La configuration adoptée comporte trois volées réparties de la manière suivante :

$$15 + 4 + 15 = 34 \text{ marches}$$

Les deux volées principales comportent chacune 15 marches, tandis que la volée centrale assurant le changement de direction comporte 4 marches.

Largeur utile de l'escalier

La largeur utile de passage adoptée pour l'ensemble des volées est fixée à :

$$b = 2.50, m$$

Cette largeur permet d'assurer une circulation confortable des usagers ainsi qu'une évacuation satisfaisante en cas d'affluence.

Inclinaison de l'escalier

L'angle d'inclinaison des volées est obtenu à partir des dimensions géométriques des marches :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g}$$

$$\alpha = \arctan \left(\frac{17.2}{25} \right)$$

$$\alpha \approx 34.5^\circ$$

Cette inclinaison reste compatible avec les recommandations usuelles relatives aux escaliers métalliques destinés aux bâtiments recevant du public.

3.6.4 Description structurale de l'escalier

La structure porteuse de l'escalier est entièrement réalisée en acier. Elle est composée de limons métalliques supportant les marches ainsi que les paliers intermédiaires assurant le changement de direction entre les différentes volées.

Limons métalliques

Chaque volée est supportée par deux limons latéraux réalisés à partir de profilés métalliques de type UPN. Ces éléments constituent les principales pièces porteuses de l'escalier et assurent la transmission des charges vers les appuis.

Le choix des profilés UPN est motivé par :

- leur facilité de mise en œuvre pour les escaliers métalliques ;
- la simplicité de fixation des marches ;
- leur bonne résistance en flexion ;
- ainsi que leur utilisation courante dans les structures métalliques de circulation verticale.

Les limons des volées principales sont inclinés suivant la pente de l'escalier, tandis que ceux des paliers intermédiaires restent horizontaux.

Marches et paliers

Les marches sont réalisées en caillebotis métallique afin de réduire le poids propre de l'ouvrage tout en assurant une bonne résistance mécanique ainsi qu'un caractère antidérapant adapté aux bâtiments recevant du public.

Les marches sont fixées directement sur les limons métalliques. Les paliers intermédiaires sont également constitués d'un platelage métallique reposant sur les éléments porteurs de la structure.

Transmission des charges

Les charges appliquées sur les marches et les paliers sont transmises :

- des marches vers les limons métalliques ;
- des limons vers les poutres principales supportant les paliers ;
- puis vers les poteaux et les fondations de la structure.

Les paliers intermédiaires jouent également un rôle important dans la reprise des efforts et dans la stabilisation de l'ensemble de l'escalier.

Stabilité de l'ensemble

La stabilité latérale des limons est assurée par les marches et les paliers intermédiaires, qui jouent le rôle d'entretoises transversales entre les deux limons latéraux. Cette disposition permet de limiter les risques de déversement des éléments porteurs.

3.6.5 Évaluation des charges

L'évaluation des charges appliquées à l'escalier constitue une étape essentielle pour le dimensionnement des éléments porteurs. Les charges prises en compte comprennent les charges permanentes ainsi que les charges d'exploitation conformément aux prescriptions de l'Eurocode 1.

Charges permanentes

Les charges permanentes regroupent le poids propre des différents éléments constituant l'escalier métallique, notamment :

- les marches et les paliers en caillebotis métallique ;
- les limons métalliques ;
- les garde-corps ;
- ainsi que les éléments de fixation et accessoires secondaires.

Poids propre du caillebotis Les marches ainsi que les paliers sont réalisés en caillebotis métallique galvanisé. Une charge surfacique moyenne de :

$$G_1 = 0.50, kN/m^2$$

est retenue pour représenter le poids propre du platelage métallique.

Poids propre des garde-corps Les garde-corps métalliques sont pris en compte sous forme d'une charge surfacique équivalente estimée à :

$$G_2 = 0.20, kN/m^2$$

Poids propre des limons et accessoires Le poids propre des limons métalliques ainsi que des assemblages et accessoires secondaires est estimé à :

$$G_3 = 0.30, kN/m^2$$

Charge permanente totale La charge permanente totale retenue pour l'étude est donc :

$$G = G_1 + G_2 + G_3$$

$$G = 0.50 + 0.20 + 0.30$$

$$G = 1.00, kN/m^2$$

Charges d'exploitation

L'escalier étant destiné à un bâtiment recevant du public, la charge d'exploitation est déterminée conformément aux recommandations de l'Eurocode 1.

La charge surfacique d'exploitation retenue est :

$$Q = 5.00, kN/m^2$$

Cette charge tient compte des sollicitations dues à la circulation des usagers ainsi qu'aux situations d'affluence.

Combinaisons de charges

À l'État Limite Ultime (ELU) Les charges de calcul à l'état limite ultime sont données par :

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

$$q_{ELU} = 1.35 \times 1.00 + 1.5 \times 5.00$$

$$q_{ELU} = 8.85, kN/m^2$$

À l'État Limite de Service (ELS) Les charges à l'état limite de service sont données par :

$$q_{ELS} = G + Q$$

$$q_{ELS} = 1.00 + 5.00$$

$$q_{ELS} = 6.00, kN/m^2$$

3.6.6 Modélisation statique d'une volée

Pour simplifier l'étude, chaque volée principale de l'escalier est étudiée indépendamment. Les limons métalliques sont modélisés sous la forme de poutres inclinées simplement appuyées.

Cette hypothèse permet d'obtenir une estimation sécuritaire des sollicitations tout en simplifiant la modélisation mécanique de l'escalier.

En réalité, les différentes volées ainsi que les paliers intermédiaires présentent une certaine continuité structurelle permettant une redistribution partielle des efforts. Toutefois, cette interaction est négligée dans le cadre de la présente étude.

Caractéristiques géométriques de la volée

Chaque volée principale comporte :

$$15 \text{ marches}$$

Le giron adopté étant :

$$g = 25, cm$$

la projection horizontale de la volée est donnée par :

$$L_h = (15 - 1) \times 0.25$$

$$L_h = 3.50, m$$

La hauteur franchie par une volée principale est :

$$H_v = 15 \times 0.172$$

$$H_v = 2.58, m$$

La longueur réelle inclinée du limon est alors obtenue par :

$$L = \sqrt{L_h^2 + H_v^2}$$

$$L = \sqrt{3.50^2 + 2.58^2}$$

$$L \approx 4.35, m$$

Cette longueur représente la portée réelle de calcul du limon métallique.

Largeur d'influence d'un limon

La largeur utile totale de l'escalier étant :

$$b = 2.50, m$$

chaque limon reprend une largeur d'influence égale à :

$$b_{inf} = \frac{2.50}{2}$$

$$b_{inf} = 1.25, m$$

Charges linéaires appliquées au limon

Les charges surfaciques sont converties en charges linéaires appliquées sur chaque limon.

À l'État Limite Ultime (ELU) La charge linéique de calcul est donnée par :

$$q_{ELU} = 8.85 \times 1.25$$

$$q_{ELU} = 11.06, kN/m$$

À l'État Limite de Service (ELS) La charge linéique de service est donnée par :

$$q_{ELS} = 6.00 \times 1.25$$

$$q_{ELS} = 7.50, kN/m$$

Hypothèses de calcul

Pour simplifier l'étude, les hypothèses suivantes sont retenues :

- les limons sont modélisés comme des poutres simplement appuyées ;
- les charges sont supposées uniformément réparties sur toute la longueur inclinée ;
- les effets de continuité entre les différentes volées sont négligés afin de simplifier la modélisation statique de l'escalier ;
- les effets dynamiques dus à la circulation des usagers sont négligés.

La Figure 3.17 présente le schéma statique adopté pour le calcul d'un limon principal.

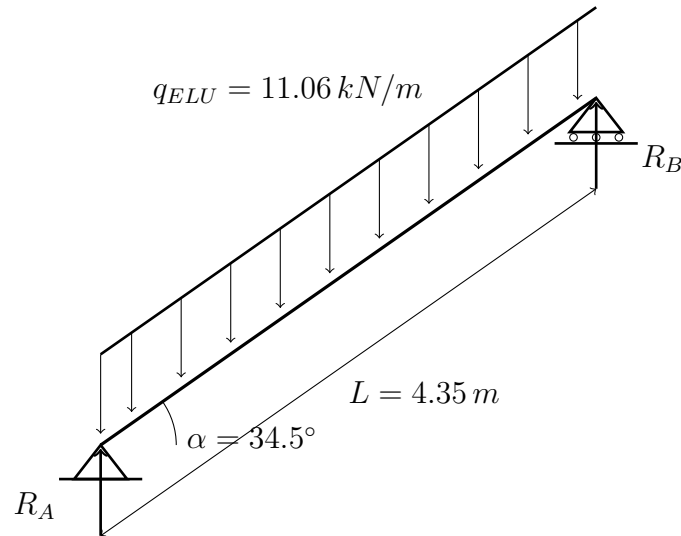


FIGURE 3.17 – Schéma statique adopté pour le calcul d'un limon principal

Le schéma statique adopté constitue une simplification du comportement réel de l'escalier. Cette approche permet d'obtenir des sollicitations représentatives pour le dimensionnement des limons métalliques tout en conservant une modélisation simple et exploitable dans le cadre de la présente étude.

3.6.7 Calcul des sollicitations

Le limon principal est modélisé comme une poutre inclinée simplement appuyée de portée :

$$L = 4.35, m$$

soumise à une charge uniformément répartie correspondant aux charges appliquées sur les marches et reprises par chaque limon.

Charges appliquées

À l'état limite ultime, la charge linéique appliquée sur un limon est :

$$q_{ELU} = 11.06, kN/m$$

À l'état limite de service :

$$q_{ELS} = 7.50, kN/m$$

Calcul des réactions d'appui

Le chargement étant symétrique, les réactions d'appui sont identiques :

$$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$$

À l'ELU

$$R_A = R_B = \frac{11.06 \times 4.35}{2}$$

$$R_A = R_B = 24.06, kN$$

À l'ELS

$$R_A = R_B = \frac{7.50 \times 4.35}{2}$$

$$R_A = R_B = 16.31, kN$$

Effort tranchant maximal

L'effort tranchant maximal est obtenu au niveau des appuis :

$$V_{Ed} = 24.06, kN$$

Moment fléchissant maximal

Le moment fléchissant maximal d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie est donné par :

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8}$$

En remplaçant les valeurs numériques :

$$M_{Ed} = \frac{11.06 \times 4.35^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 26.14, kN.m$$

Conclusion

Les sollicitations maximales retenues pour le dimensionnement du limon principal sont :

$$M_{Ed} = 26.14, kN.m$$

$$V_{Ed} = 24.06, kN$$

Ces valeurs seront utilisées pour le choix et la vérification du profilé métallique constituant le limon principal.

3.6.8 Dimensionnement des limons métalliques

Le dimensionnement des limons métalliques est réalisé conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3. Les vérifications portent principalement sur la résistance en flexion des éléments porteurs sous l'effet des charges appliquées sur les volées de l'escalier.

Les sollicitations maximales obtenues précédemment sont :

$$M_{Ed} = 26.14, kN.m$$

$$V_{Ed} = 24.06, kN$$

Caractéristiques mécaniques de l'acier

Les limons métalliques sont réalisés en acier de nuance :

$$S275$$

Les caractéristiques mécaniques retenues sont :

$$f_y = 275, MPa$$

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

Détermination du module de résistance requis

Le module plastique minimal nécessaire est déterminé à partir de la condition de résistance en flexion :

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}}{f_y}$$

Avec :

$$M_{Ed} = 26.14 \times 10^6, N.mm$$

et :

$$f_y = 275, MPa$$

On obtient :

$$W_{req} = \frac{26.14 \times 10^6}{275}$$

$$W_{req} = 95.05 \times 10^3, mm^3$$

Choix du profilé

Après consultation des tableaux des profilés laminés, le profil suivant est retenu :

UPN 200

Les principales caractéristiques géométriques du profil sont données dans le tableau suivant :

TABLE 3.16 – Caractéristiques géométriques du profil UPN 200

Hauteur h	200, mm
Largeur des ailes b	75, mm
Épaisseur de l'âme e	8.5, mm
Masse linéique	25.3, kg/m
Module plastique W_{pl}	$191 \times 10^3, mm^3$
Moment d'inertie I_y	$1910 \times 10^4, mm^4$

Le module plastique du profil retenu vérifie largement la condition :

$$W_{pl} > W_{req}$$

$$191 \times 10^3 > 95.05 \times 10^3, mm^3$$

3.6.9 Vérification à la flexion

La résistance plastique du profil est donnée par :

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

$$M_{Rd} = \frac{191 \times 10^3 \times 275}{1.0}$$

$$M_{Rd} = 52.52 \times 10^6, N.mm$$

$$M_{Rd} = 52.52, kN.m$$

La condition de résistance en flexion est alors vérifiée :

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

$$26.14, kN.m < 52.52, kN.m$$

Le profil UPN 200 satisfait donc la vérification en flexion selon les prescriptions de l'Eurocode 3.

3.6.10 Vérification au cisaillement

La résistance plastique au cisaillement de l'âme du profil est donnée par :

$$V_{Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Avec :

$$A_v \approx h \times e$$

Pour le profil UPN 200 :

$$h = 200, mm$$

$$e = 8.5, mm$$

On obtient :

$$A_v = 200 \times 8.5$$

$$A_v = 1700, mm^2$$

La résistance au cisaillement devient alors :

$$V_{Rd} = \frac{1700 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.0}$$

$$V_{Rd} = 269.7 \times 10^3, N$$

$$V_{Rd} = 269.7, kN$$

L'effort tranchant appliqué étant :

$$V_{Ed} = 24.06, kN$$

la condition de résistance au cisaillement est vérifiée :

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

$$24.06, kN < 269.7, kN$$

Le profil UPN 200 satisfait donc largement la vérification au cisaillement.

3.6.11 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche des limons métalliques est réalisée à l'état limite de service afin de garantir une rigidité suffisante ainsi qu'un confort d'utilisation satisfaisant pour les usagers.

Les limons sont assimilés à des poutres simplement appuyées soumises à une charge uniformément répartie.

Flèche maximale

La flèche maximale d'une poutre simplement appuyée sous charge uniformément répartie est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Avec :

$$q_{ELS} = 7.50, kN/m = 7.50, N/mm$$

$$L = 4.35, m = 4350, mm$$

$$E = 210000, MPa$$

$$I_y = 1910 \times 10^4, mm^4$$

On obtient :

$$f_{max} = \frac{5 \times 7.50 \times 4350^4}{384 \times 210000 \times 1910 \times 10^4}$$

$$f_{max} = 8.76, mm$$

Flèche admissible

La flèche admissible est prise égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f_{adm} = \frac{4350}{300}$$

$$f_{adm} = 14.5 \text{ mm}$$

Vérification

La condition de rigidité devient :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$8.76, \text{ mm} < 14.5, \text{ mm}$$

La vérification de la flèche est donc satisfaite.

Le profil :

$$UPN \ 200$$

présente une rigidité suffisante pour assurer le confort d'utilisation ainsi qu'un comportement satisfaisant à l'état limite de service.

3.6.12 Dispositions constructives et assemblages

Les dispositions constructives adoptées pour l'escalier métallique ont pour objectif d'assurer une bonne transmission des efforts, une facilité de mise en œuvre ainsi qu'un comportement satisfaisant en service.

Fixation des marches

Les marches sont réalisées en caillebotis métallique galvanisé afin de limiter le poids propre de l'ouvrage tout en garantissant une bonne résistance mécanique ainsi qu'un caractère antidérapant adapté aux bâtiments recevant du public.

Chaque marche repose sur des cornières métalliques soudées aux limons latéraux en UPN. Cette disposition permet :

- d'assurer une transmission correcte des charges vers les limons ;
- de faciliter la mise en œuvre des marches ;
- ainsi que de garantir une bonne stabilité transversale de l'ensemble de l'escalier.



FIGURE 3.18 – Détail constructif de fixation des marches sur les limons

Assemblage des limons

Les limons métalliques sont assemblés au niveau des paliers intermédiaires à l'aide de platines métalliques boulonnées. Cette solution présente plusieurs avantages :

- facilité de montage sur chantier ;
- simplicité d'assemblage ;
- possibilité de démontage et de maintenance ;
- bonne transmission des efforts entre les différents éléments.

Les assemblages sont réalisés par boulonnage à l'aide de boulons ordinaires de construction métallique.

Appuis des limons

Les extrémités des limons reposent sur les poutres métalliques principales de la structure porteuse. La transmission des charges est assurée à l'aide de platines d'appui soudées aux extrémités des profilés UPN.

Cette disposition permet :

- une bonne répartition des efforts ;
- un positionnement précis des éléments ;

— ainsi qu’une meilleure stabilité de l’escalier.

Garde-corps

Afin d’assurer la sécurité des usagers, l’escalier est équipé de garde-corps métalliques tubulaires disposés de part et d’autre des volées ainsi qu’au niveau des paliers intermédiaires.

La hauteur des garde-corps est fixée à :

$$h_g = 1.00, m$$

Les garde-corps sont fixés directement aux limons métalliques à l’aide de platines soudées assurant une bonne rigidité de l’ensemble.

Stabilité de l’ensemble

La stabilité globale de l’escalier est assurée par :

- les limons métalliques ;
- les paliers intermédiaires ;
- les marches jouant le rôle d’entretoises transversales ;
- ainsi que les assemblages réalisés au niveau des appuis et des paliers.

L’ensemble de ces dispositions permet d’assurer un comportement satisfaisant de l’escalier sous les charges d’exploitation.

Vérification des cornières support de marche

Les marches de l’escalier sont réalisées en caillebotis métallique galvanisé. Chaque marche est supportée par deux cornières métalliques disposées transversalement entre les deux limons principaux.

Les cornières support assurent la transmission des charges appliquées sur les marches vers les limons métalliques de type UPN. Pour simplifier l’étude, chaque cornière est modélisée comme une poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie.

Les caractéristiques géométriques retenues pour le calcul sont :

- largeur de l’escalier :

$$L = 2.50, m$$

- profondeur de la marche :

$$g = 0.25, m$$

- acier de nuance :

$$S275$$

- module d’élasticité :

$$E = 210000, MPa$$

La Figure 5.3 présente le schéma statique adopté pour le calcul d’une cornière support de marche.

Évaluation des charges appliquées à une cornière support

La surface d'influence associée à une marche est donnée par :

$$S = L \times g$$

$$S = 2.50 \times 0.25$$

$$S = 0.625, m^2$$

Les charges surfaciques retenues sont :

$$G = 1.00, kN/m^2$$

$$Q = 5.00, kN/m^2$$

La charge permanente appliquée à une marche est :

$$G_m = G \times S$$

$$G_m = 1.00 \times 0.625$$

$$G_m = 0.625, kN$$

La charge d'exploitation appliquée à une marche est :

$$Q_m = Q \times S$$

$$Q_m = 5.00 \times 0.625$$

$$Q_m = 3.125, kN$$

La charge totale de service appliquée à une marche est :

$$P_{ELS} = G_m + Q_m$$

$$P_{ELS} = 0.625 + 3.125$$

$$P_{ELS} = 3.75, kN$$

La charge de calcul à l'état limite ultime est alors :

$$P_{Ed} = 1.35, G_m + 1.50, Q_m$$

$$P_{Ed} = 1.35 \times 0.625 + 1.50 \times 3.125$$

$$P_{Ed} = 5.53, kN$$

Pour le dimensionnement des supports de marche, cette charge est supposée uniformément répartie sur la largeur de l'escalier :

$$L = 2.50, m$$

La charge linéique de service vaut alors :

$$q_{ELS} = \frac{P_{ELS}}{L}$$

$$q_{ELS} = \frac{3.75}{2.50}$$

$$q_{ELS} = 1.50, kN/m$$

Cette charge sera utilisée pour le prédimensionnement des supports de marche et la vérification de la flèche.

La charge linéique de calcul devient alors :

$$q_{Ed} = \frac{P_{Ed}}{L}$$

$$q_{Ed} = \frac{5.53}{2.50}$$

$$q_{Ed} = 2.21, kN/m$$

Cette charge sera utilisée pour les vérification de résistance des supports de marche.

Prédimensionnement du support de marche

Le prédimensionnement du support de marche est réalisé à partir du critère de flèche à l'état limite de service.

La charge linéique de service est :

$$q_{ELS} = 1.50, kN/m$$

Soit :

$$q_{ELS} = 1.50, N/mm$$

La flèche maximale d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie est donnée par :

$$f = \frac{5q_{ELS}L^4}{384EI}$$

La flèche admissible est prise égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

En imposant la condition :

$$f \leq f_{adm}$$

on obtient l'inertie minimale requise :

$$I_{req} \geq \frac{5q_{ELS}L^4}{384E, f_{adm}}$$

Avec :

$$q_{ELS} = 1.50, N/mm$$

$$L = 2500, mm$$

$$E = 210000, MPa$$

$$\frac{2500}{300} = 8.33, mm$$

L'inertie minimale requise obtenue est :

$$I_{req} = 87.2, cm^4$$

Cette valeur correspond au cas conservatif où la totalité des charges est reprise par un unique support de portée égale à la largeur de l'escalier.

Afin d'assurer une meilleure répartition des charges et de limiter les déformations du caillebotis, une disposition constructive comportant quatre lignes d'appui longitudinales est adoptée.

Chaque marche est ainsi supportée par :

- une cornière longitudinale située en partie avant ;
- une cornière longitudinale située en partie arrière ;
- deux cornières jumelées dos à dos disposées au milieu de la marche.

Les quatre cornières participent à la reprise des charges appliquées sur la marche. Dans le cadre d'un prédimensionnement simplifié, la rigidité globale du système est évaluée à partir de la somme des inerties des différents éléments porteurs.

Après consultation des tableaux des profilés laminés, il est retenu des cornières égales :

$$L, 60 \times 60 \times 6$$

Les caractéristiques géométriques d'une cornière sont :

$$A = 6.9, cm^2$$

$$I_y = I_z \simeq 23, cm^4$$

L'inertie globale disponible est alors estimée par :

$$I_{eq} = 4I$$

$$I_{eq} = 4 \times 23$$

$$I_{eq} = 92, cm^4$$

La condition de rigidité devient :

$$I_{eq} > I_{req}$$

$$92cm^4 > 87.2cm^4$$

Le choix des cornières $L60 \times 60 \times 6$ est donc retenu pour la suite des vérifications.

Sollicitations du support central

Pour les vérifications de résistance, le support central constitué de deux cornières $L60 \times 60 \times 6$ jumelées dos à dos est retenu comme élément de calcul.

Compte tenu de la disposition adoptée, il est supposé que ce support reprend 50,

La charge linéique de calcul appliquée au support central devient alors :

$$q_{Ed,c} = 0.50, q_{Ed}$$

$$q_{Ed,c} = 0.50 \times 2.21$$

$$q_{Ed,c} = 1.11, kN/m$$

Le support est assimilé à une poutre simplement appuyée de portée :

$$L = 2.50, m$$

Le moment fléchissant maximal est :

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed,c}L^2}{8} = \frac{1.11 \times 2.50^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 0.87, kN.m$$

L'effort tranchant maximal est :

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed,c}L}{2} = \frac{1.11 \times 2.50}{2}$$

$$V_{Ed} = 1.39, kN$$

Ces sollicitations seront utilisées pour les vérifications de résistance du support central.

Vérification à la flexion

La vérification à la flexion est réalisée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Le moment fléchissant maximal obtenu précédemment est :

$$M_{Ed} = 0.87, kN.m$$

La résistance plastique de calcul de la section est donnée par :

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

La section retenue est constituée de deux cornières $L60 \times 60 \times 6$ jumelées dos à dos. Le module de résistance élastique équivalent vaut :

$$W_{el} = 2 \times 7.6$$

$$W_{el} = 15.2, cm^3$$

$$W_{el} = 15.2 \times 10^3, mm^3$$

Avec :

$$f_y = 275, MPa$$

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

On obtient :

$$M_{Rd} = \frac{15.2 \times 10^3 \times 275}{1.0}$$

$$M_{Rd} = 4.18 \times 10^6, N.mm$$

$$M_{Rd} = 4.18, kN.m$$

La condition de résistance à la flexion devient :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$0.87, kN.m < 4.18, kN.m$$

La vérification à la flexion est donc satisfaite.

Vérification au cisaillement

La résistance au cisaillement de la section est vérifiée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

L'effort tranchant maximal obtenu précédemment est :

$$V_{Ed} = 1.39, kN$$

La résistance plastique au cisaillement est donnée par :

$$V_{Rd} = \frac{A_v, f_y}{\sqrt{3}, \gamma_{M0}}$$

Pour la section composée constituée de deux cornières $L60 \times 60 \times 6$, l'aire résistante au cisaillement est prise égale à :

$$A_v = 2A$$

$$A_v = 2 \times 6.9$$

$$A_v = 13.8, cm^2$$

$$A_v = 1380, mm^2$$

Avec :

$$f_y = 275, MPa$$

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

On obtient :

$$V_{Rd} = \frac{1380 \times 275}{\sqrt{3}}$$

$$V_{Rd} = 219, kN$$

La condition de résistance au cisaillement devient :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$1.39, kN < 219, kN$$

La vérification au cisaillement est largement satisfaite.

Par ailleurs :

$$\frac{1.39}{219} = 0.006$$

L'effort tranchant représente moins de 50% de la résistance au cisaillement de la section. Conformément à l'Eurocode 3, aucune réduction de la résistance en flexion n'est donc nécessaire.

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est effectuée à l'état limite de service afin de s'assurer du bon comportement du support central en exploitation.

La charge linéique de service appliquée au support central est :

$$q_{ELS,c} = 0.50, q_{ELS}$$

$$q_{ELS,c} = 0.50 \times 1.50$$

$$q_{ELS,c} = 0.75, kN/m$$

Soit :

$$q_{ELS,c} = 0.75, N/mm$$

La flèche maximale d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie est donnée par :

$$f = \frac{5q_{ELS,c}L^4}{384EI}$$

Avec :

$$q_{ELS,c} = 0.75, N/mm$$

$$L = 2500, mm$$

$$E = 210000, MPa$$

$$I_{eq} = 46 \times 10^4, mm^4$$

On obtient :

$$f = 3.9, mm$$

La flèche admissible retenue est :

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f_{adm} = \frac{2500}{300}$$

$$f_{adm} = 8.33, mm$$

La condition de service devient :

$$f \leq f_{adm}$$

$$3.9, mm < 8.33, mm$$

La vérification de la flèche est donc satisfaite.

Conclusion

Ce chapitre a été consacré au dimensionnement et à la vérification des éléments secondaires de la gare routière, constitués des pannes de toiture, des lisses de façade et des potelets supportant la façade vitrée.

Dans un premier temps, l'étude des pannes a permis de déterminer les sollicitations engendrées par les charges permanentes, la neige et le vent conformément aux prescriptions du RNV 2013 et de l'Eurocode 3. Les vérifications de résistance, de déformation, de cisaillement et de stabilité ont conduit au choix d'un profilé IPE 160 AA associé à un système de liernes assurant le maintien latéral des éléments.

Dans un second temps, les lisses de façade ont été étudiées sous l'effet du poids propre du vitrage et des actions du vent. La modélisation en poutre continue a permis d'évaluer avec précision les moments développés dans les différentes travées ainsi que les efforts transmis aux membrures et aux diagonales du treillis. Les vérifications réalisées ont confirmé l'aptitude des profils tubulaires retenus à satisfaire les exigences de résistance, de stabilité et de rigidité imposées par la façade vitrée.

Enfin, les potelets de façade ont été dimensionnés à partir des charges verticales et horizontales transmises par l'enveloppe vitrée. La détermination des efforts internes, complétée par les vérifications au flambement et à la déformation, a montré que la configuration adoptée assure une reprise satisfaisante des sollicitations tout en limitant efficacement les déplacements sous l'action du vent.

L'ensemble des vérifications effectuées met en évidence la cohérence du système constructif retenu ainsi que la conformité des éléments secondaires aux exigences réglementaires de sécurité, de résistance et de service. Les sections adoptées présentent des réserves de résistance suffisantes et garantissent un comportement compatible avec les contraintes d'exploitation de l'ouvrage.

Les profils retenus pour les éléments secondaires seront utilisés dans la suite de l'étude pour la modélisation globale de la structure et pour la conception détaillée des assemblages.

Chapitre 4

Étude des éléments principaux

4.1 Introduction

Après l'étude des éléments secondaires de la structure métallique, il est nécessaire d'analyser les éléments principaux constituant l'ossature porteuse de la gare multimodale.

Ces éléments assurent la reprise des charges permanentes, des charges d'exploitation ainsi que des actions climatiques transmises par les éléments secondaires, tout en garantissant la stabilité globale de l'ouvrage.

Le système porteur adopté est constitué principalement de portiques métalliques triangulés permettant de répondre aux exigences architecturales et structurelles imposées par les importantes portées de la structure.

L'étude des éléments principaux est organisée autour de deux types de portiques représentatifs de la structure :

- le portique principal composé d'une ferme métallique triangulée et de poteaux treillis principaux ;
- le portique intermédiaire composé de demi-fermes latérales, de traverses métalliques de plancher et de toiture ainsi que de poteaux principaux.

Le dimensionnement des différents éléments est réalisé conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 en vérifiant les critères de résistance, de stabilité et de rigidité sous les différentes combinaisons de charges retenues.

4.2 Étude du portique principal

4.2.1 Présentation du portique principal

Le portique principal étudié correspond au système porteur principal de la halle métallique situé sur l'axe (2). Il assure la reprise des charges de toiture ainsi que la transmission des efforts verticaux et horizontaux vers les fondations.

Le système structural adopté est un portique métallique triangulé composé :

- d'une ferme principale triangulée de type HOWE assurant la couverture de la

grande portée ;

- de deux poteaux treillis principaux assurant la stabilité et la transmission des sollicitations vers les appuis.

L'utilisation d'une ferme triangulée permet de franchir une portée importante tout en réduisant le poids propre de la structure et les déformations verticales sous chargement.

Les liaisons entre la ferme principale et les poteaux sont considérées rigides, conduisant à un comportement global de portique encastré.

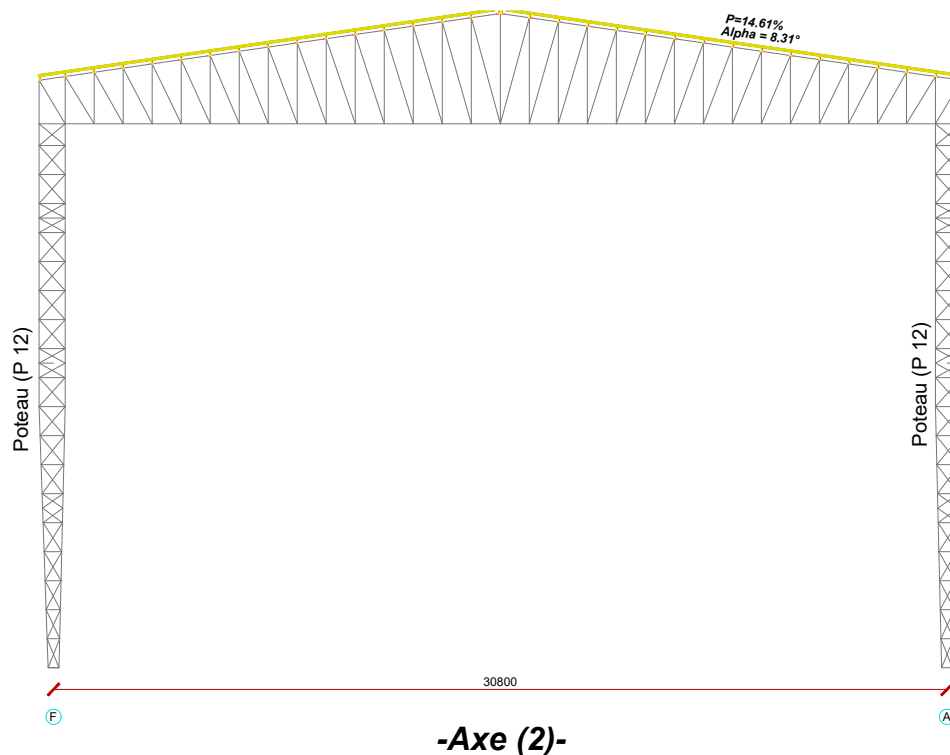


FIGURE 4.1 – Portique principal de la halle métallique – Axe (2)

Caractéristiques géométriques du portique

Les principales dimensions géométriques du portique sont résumées ci-dessous :

- portée totale du portique :

$$L = 30.80 \text{ m}$$

- hauteur au niveau du chéneau :

$$h = 20.25 \text{ m}$$

- hauteur totale au faîtage :

$$H = 22.55 \text{ m}$$

— pente de la toiture :

$$\alpha = 8.49^\circ$$

4.2.2 Hypothèses générales de calcul

L'étude des portiques principaux est réalisée conformément aux règlements et normes en vigueur applicables aux structures métalliques.

Le dimensionnement des différents éléments est effectué en tenant compte des combinaisons de charges les plus défavorables à l'état limite ultime (ELU) ainsi qu'à l'état limite de service (ELS).

Normes de calcul utilisées

Les vérifications et le dimensionnement des éléments structuraux sont réalisés conformément aux règlements suivants :

- Eurocode 3 : calcul des structures en acier ;
- Eurocode 4 : calcul des structures mixtes acier-béton ;
- RNV 2013 : évaluation des actions climatiques ;
- RPA 2024 : dispositions parasismiques applicables ;
- DTR BC 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation.

Hypothèses de modélisation

Les principales hypothèses retenues pour l'étude des portiques sont les suivantes :

- les assemblages internes des fermes triangulées sont considérés articulés ;
- les liaisons entre les fermes principales et les poteaux sont considérées rigides ;
- les poteaux principaux sont supposés encastres à la base ;
- les charges sont considérées statiques et appliquées progressivement ;
- les effets du second ordre sont négligés dans le cadre du pré-dimensionnement.

Caractéristiques des matériaux

Acier de construction L'ensemble de la structure métallique est réalisé en acier de nuance S275 présentant les caractéristiques mécaniques suivantes :

- limite d'élasticité :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

- module d'élasticité :

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

- coefficient de Poisson :

$$\nu = 0.3$$

Béton Les planchers collaborants des niveaux intermédiaires sont réalisés en béton de classe :

$$C25/30$$

4.2.3 Évaluation des charges appliquées

Le dimensionnement du portique principal nécessite l'évaluation préalable des différentes actions appliquées à la structure. Les charges prises en compte comprennent les charges permanentes ainsi que les actions climatiques conformément aux prescriptions du RNVA 2013 et de l'Eurocode 1.

Les charges étudiées sont transmises à la ferme principale par l'intermédiaire des pannes de toiture puis transférées aux poteaux principaux du portique.

Charges permanentes

Les charges permanentes correspondent aux charges agissant de manière continue sur la structure durant toute la durée de vie de l'ouvrage.

Dans le cas du portique principal, les charges permanentes prises en compte comprennent :

- le poids propre de la couverture ;
- le poids propre des pannes ;
- le poids propre des fermes métalliques ;
- le poids des lisses de bardage ;
- le poids du vitrage et du bardage.

Les charges surfaciques retenues pour la toiture sont résumées dans le tableau suivant :

TABLE 4.1 – Charges permanentes de toiture

Élément	Valeur	Unité
Couverture	0.17	kN/m ²
Poids des pannes	0.158	kN/m ²
Poids propre des fermes	0.169	kN/m ²

La charge permanente surfacique totale devient alors :

$$G = 0.497 \text{ kN/m}^2$$

Charge de neige

Conformément aux prescriptions du RNVA 2013, la toiture du portique principal est soumise à une charge de neige dépendant de la zone climatique ainsi que de la géométrie de la toiture.

La charge de neige retenue pour le dimensionnement est :

$$S = 0.73 \text{ kN/m}^2$$

Cette charge agit verticalement sur la toiture et sera prise en compte dans les combinaisons de charges les plus défavorables pour le dimensionnement de la ferme principale.

Action du vent sur la toiture

L'action du vent sur la toiture engendre principalement des effets de pression et de succion sur les versants de la couverture.

Les pressions du vent sont déterminées conformément au RNVA 2013 en fonction :

- de la zone climatique du site ;
- de la hauteur du bâtiment ;
- de la catégorie du terrain ;
- de la pente de toiture ;
- des coefficients de pression extérieure et intérieure.

Les zones de toiture les plus défavorables correspondent aux zones de rive soumises à des effets importants de soulèvement.

Les pressions nettes maximales obtenues sur la toiture correspondent principalement à des effets de succion produisant un soulèvement de la couverture.

Action du vent sur la structure

L'action du vent sur le portique principal est déterminée conformément aux prescriptions du RNVA 2013. Plusieurs directions de vent ont été étudiées afin de déterminer les sollicitations les plus défavorables appliquées à la structure.

Pour le dimensionnement du portique principal, le cas critique retenu correspond à un vent perpendiculaire au pignon.

Les efforts dus au vent agissent à la fois :

- sur les parois verticales du bâtiment ;
- sur la toiture inclinée de la halle principale.

Vent sur les parois Le portique étudié se situe dans la zone B des façades latérales, caractérisée par des effets importants de dépression.

Les pressions nettes obtenues pour cette zone sont données dans le tableau suivant :

TABLE 4.2 – Pressions nettes du vent sur les parois – Zone B

Cas considéré	Valeur	Unité
Surpression intérieure	−1428.86	N/m ²
Dépression intérieure	−714.43	N/m ²

Ces efforts horizontaux sont transmis aux poteaux principaux par l'intermédiaire des lisses de bardage et des systèmes de contreventement longitudinaux.

Vent sur la toiture Pour la toiture inclinée, le portique étudié appartient à la zone H. La désignation des zones de pression diffère entre les parois verticales et les versants de toiture conformément aux prescriptions du RNVA 2013.

Les pressions nettes obtenues dans cette zone sont résumées dans le tableau suivant :

TABLE 4.3 – Pressions nettes du vent sur la toiture – Zone H

Cas considéré	Valeur	Unité
Surpression intérieure	−1235.96	N/m ²
Dépression intérieure	−521.53	N/m ²

Ces pressions correspondent principalement à des effets de succion générant un soulèvement de la toiture et une inversion possible des efforts dans certaines membrures de la ferme principale.

Les actions du vent seront prises en compte ultérieurement dans les combinaisons de charges utilisées pour le dimensionnement des différents éléments du portique.

4.2.4 Étude de la ferme principale FM2

Présentation de la ferme FM2

La ferme principale FM2 constitue l'élément porteur principal de la halle métallique de grande portée de la gare routière. Elle assure la reprise des charges verticales provenant de la toiture ainsi que leur transmission vers les poteaux principaux du portique.

Le système structural adopté est une ferme métallique triangulée de type HOWE composée de membrures tubulaires circulaires assemblées au niveau des nœuds. Cette configuration permet d'obtenir une structure légère, rigide et particulièrement adaptée aux grandes portées tout en optimisant la consommation d'acier et le comportement vis-à-vis des déformations verticales.

La ferme est implantée sur l'axe principal de la halle et présente une portée totale égale à :

$$L = 31.80 \text{ m}$$

La géométrie générale de la ferme est caractérisée par :

- une toiture à deux versants inclinés ;
- une hauteur maximale au faîtage égale à :

$$h_{max} = 3.80 \text{ m}$$

- une hauteur minimale au niveau des rives égale à :

$$h_{min} = 1.50 \text{ m}$$

- une longueur de panneau égale à :

$$a = 1.00 \text{ m}$$

- un entraxe entre les deux plans de treillis égal à :

$$e = 0.87 \text{ m}$$

La ferme présente une configuration spatiale constituée de deux plans treillis reliés transversalement, permettant d'améliorer la stabilité latérale de l'ensemble structural ainsi que la résistance vis-à-vis des phénomènes de flambement et de torsion.

L'ensemble de la structure est réalisé en acier de nuance S275 présentant les caractéristiques mécaniques suivantes :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

Les assemblages internes des barres sont réalisés par soudage au niveau des nœuds, tandis que la liaison entre la ferme principale et les poteaux est assurée par des platines boulonnées considérées comme rigides dans le modèle de calcul.

Le calcul des sollicitations internes est réalisé à l'aide de l'analogie poutre-treillis, permettant d'estimer les efforts axiaux développés dans les différentes membrures de la ferme sous l'effet des charges appliquées.

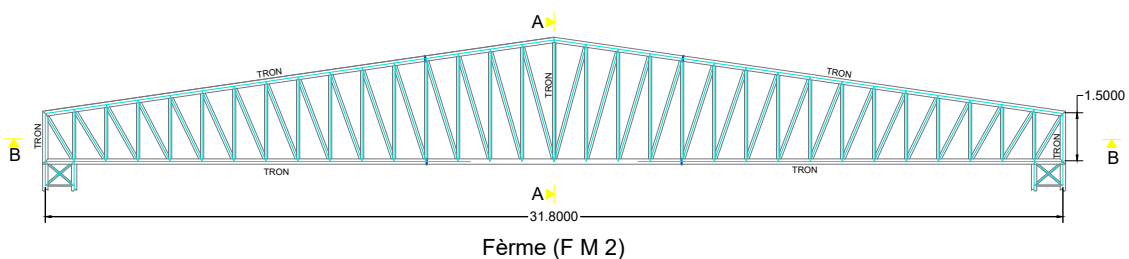


FIGURE 4.2 – Géométrie générale de la ferme principale FM2

Hypothèses de calcul

Le dimensionnement de la ferme principale FM2 est réalisé conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 relatives au calcul des structures métalliques.

Les hypothèses suivantes sont retenues dans le cadre de cette étude :

- la ferme est modélisée comme un treillis plan de type HOWE ;
- les assemblages internes des barres sont considérés articulés ;
- les liaisons entre la ferme principale et les poteaux sont supposées rigides, conduisant à un comportement global de portique encastré ;
- les poteaux principaux sont considérés encastrés à leur base ;
- les charges de toiture sont transmises aux nœuds supérieurs de la ferme par l'intermédiaire des pannes ;
- les barres de la ferme sont supposées reprendre principalement des efforts normaux ;
- les effets du second ordre sont négligés dans le cadre du pré-dimensionnement ;
- le poids propre de la ferme est pris en compte dans les charges permanentes ;
- les sollicitations internes sont déterminées par l'analogie poutre-treillis en assimilant la ferme à une poutre bi-encastrée soumise à une charge uniformément répartie.

Le dimensionnement des différentes membrures porte principalement sur :

- la détermination des sections nécessaires des membrures principales ;
- le dimensionnement des diagonales et des montants ;
- la vérification des barres tendues vis-à-vis de la traction ;
- la vérification des barres comprimées vis-à-vis de la compression et du flambement ;
- la vérification de la rigidité globale de la ferme vis-à-vis des déformations verticales.

Caractéristiques géométriques et mécaniques

La ferme principale FM2 correspond à une ferme métallique triangulée de type HOWE assurant la couverture de la halle principale de la gare routière.

Les principales caractéristiques géométriques de la ferme sont résumées dans le tableau suivant.

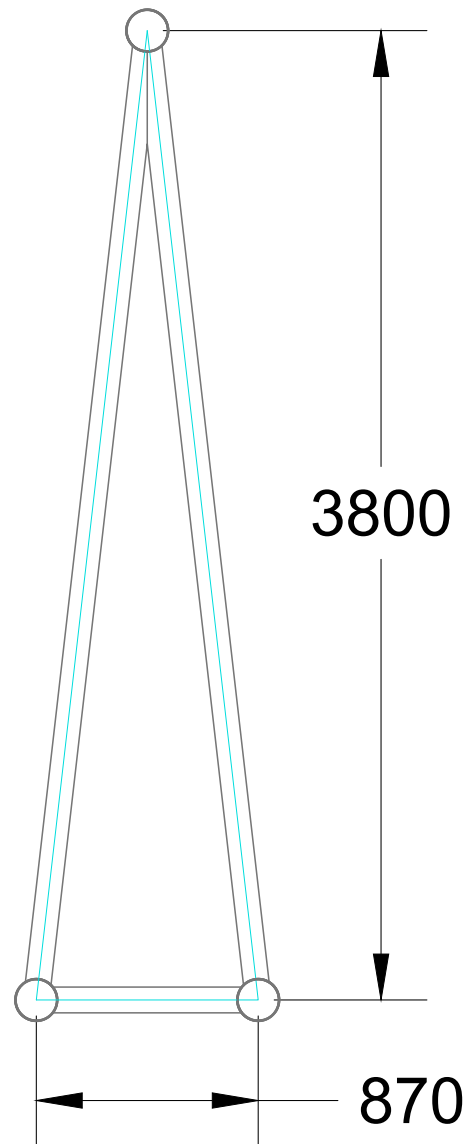
TABLE 4.4 – Caractéristiques géométriques de la ferme FM2

Paramètre	Valeur	Unité
Portée totale de la ferme	31.80	m
Hauteur maximale au faîtage	3.80	m
Hauteur minimale en rive	1.50	m
Entraxe entre fermes	6.00	m
Longueur des panneaux	1.00	m
Nombre de panneaux	31	—
Pente de toiture	14.61	%
Largeur de la ferme	0.87	m

La ferme présente une configuration spatiale constituée de deux plans treillis parallèles espacés transversalement de :

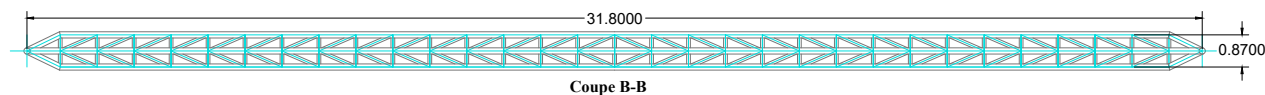
$$e = 870 \text{ mm}$$

Cette disposition permet d'améliorer la stabilité latérale de la structure ainsi que sa résistance vis-à-vis des phénomènes de flambement transversal et de torsion.



Coupe A-A

FIGURE 4.3 – Coupe transversale de la ferme principale FM2

**FIGURE 4.4** – Coupe horizontal de la ferme principale FM2

L'ensemble des éléments de la ferme est réalisé en acier de nuance S275 présentant les propriétés mécaniques suivantes :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.3$$

Le dimensionnement des différentes membrures sera réalisé ultérieurement à partir des efforts internes obtenus sous les combinaisons de charges les plus défavorables conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Évaluation des charges appliquées à la ferme

La ferme principale FM2 reprend l'ensemble des charges transmises par la toiture à travers les pannes. Les actions prises en compte dans le dimensionnement comprennent les charges permanentes ainsi que les charges climatiques conformément aux prescriptions du RNVA 2013 et de l'Eurocode 1.

Charges permanentes Les charges permanentes considérées dans l'étude correspondent :

- au poids propre de la couverture ;
- au poids propre des pannes ;
- au poids propre de la ferme métallique.

Les charges surfaciques permanentes retenues sont données dans le tableau suivant :

TABLE 4.5 – Charges permanentes appliquées sur la toiture

Élément	Valeur	Unité
Couverture	0.17	kN/m ²
Poids des pannes	0.158	kN/m ²
Poids propre de la ferme	0.164	kN/m ²

Le poids propre de la ferme métallique est estimé dans le cadre du pré-dimensionnement à partir d'une première approximation des sections tubulaires utilisées.

La charge permanente totale devient :

$$G = 0.497 \text{ kN/m}^2$$

Charge de neige Conformément au RNVA 2013, la toiture de la halle principale est soumise à une charge de neige évaluée en fonction de la zone climatique et de la pente de toiture.

La charge de neige retenue pour le dimensionnement est :

$$S = 0.73 \text{ kN/m}^2$$

Cette charge agit verticalement sur les versants de la toiture et sera prise en compte dans les combinaisons de charges les plus défavorables.

Action du vent sur la toiture La toiture de la ferme est également soumise à des actions de vent produisant principalement des effets de succion sur les versants inclinés.

Le cas critique retenu correspond à un vent perpendiculaire au pignon.

Le portique étudié appartient à la zone H de la toiture pour laquelle les pressions nettes obtenues sont :

TABLE 4.6 – Pressions nettes du vent sur la toiture – Zone H

Cas considéré	Valeur	Unité
Surpression intérieure	−1235.96	N/m ²
Dépression intérieure	−521.53	N/m ²

Ces pressions correspondent à des effets de soulèvement susceptibles d’entraîner une inversion des efforts dans certaines membrures de la ferme.

Les actions du vent ne sont pas retenues pour le pré-dimensionnement principal des membrures de la ferme, le cas de neige étant plus défavorable vis-à-vis des efforts verticaux descendants.

Transformation des charges surfaciques en charges linéaires La ferme principale reprend les charges correspondant à une bande de toiture de largeur égale à l’entraxe entre fermes :

$$e = 6.00 \text{ m}$$

Les charges surfaciques sont alors transformées en charges linéaires appliquées sur la ferme.

Charge linéaire permanente La charge linéaire permanente est donnée par :

$$q_G = G \times e$$

Application numérique :

$$q_G = 0.497 \times 6$$

$$q_G = 2.982 \text{ kN/m}$$

Charge linéaire de neige La charge linéaire due à la neige devient :

$$q_S = S \times e$$

Application numérique :

$$q_S = 0.73 \times 6$$

$$q_S = 4.38 \text{ kN/m}$$

Combinaisons de charges appliquées à la ferme

Les sollicitations internes dans la ferme principale FM2 sont déterminées à partir des combinaisons de charges les plus défavorables conformément aux prescriptions de l'Eurocode 0.

Le pré-dimensionnement principal de la ferme est réalisé sous l'effet des charges verticales descendantes correspondant au cas de neige dominant, conduisant aux efforts les plus défavorables dans les membrures principales.

Les charges linéaires précédemment déterminées sont :

$$q_G = 2.982 \text{ kN/m}$$

$$q_S = 4.38 \text{ kN/m}$$

Combinaison à l'état limite ultime (ELU) La combinaison de calcul correspondant au cas de neige dominante est donnée par :

$$q_{ELU} = 1.35 q_G + 1.5 q_S$$

Application numérique :

$$q_{ELU} = 1.35 \times 2.982 + 1.5 \times 4.38$$

$$q_{ELU} = 10.59 \text{ kN/m}$$

Cette combinaison est utilisée pour la détermination des efforts maximaux dans les membrures de la ferme.

Combinaison à l'état limite de service (ELS) La combinaison de service utilisée pour la vérification de la flèche de la ferme est :

$$q_{ELS} = q_G + q_S$$

Application numérique :

$$q_{ELS} = 2.982 + 4.38$$

$$q_{ELS} = 7.36 \text{ kN/m}$$

Cette combinaison sera utilisée ultérieurement pour la vérification des déformations verticales de la ferme.

Calcul des sollicitations internes

Les sollicitations internes dans la ferme principale FM2 sont déterminées par l'analogie poutre-treillis. Dans cette approche, la ferme est assimilée à une poutre bi-encastree soumise à une charge uniformément répartie correspondant à la combinaison de charges à l'état limite ultime.

Cette méthode permet d'estimer les efforts axiaux développés dans les différentes membrures de la ferme à partir des moments fléchissants et des efforts tranchants globaux.

Réactions d'appuis La ferme étant symétrique et soumise à une charge uniformément répartie, les réactions verticales aux appuis sont identiques.

La charge totale appliquée sur la ferme est donnée par :

$$Q = q_{ELU} \times L$$

Application numérique :

$$Q = 10.59 \times 31.80$$

$$Q = 340.41 \text{ kN}$$

Les réactions d'appuis deviennent alors :

$$R_A = R_B = \frac{Q}{2}$$

Application numérique :

$$R_A = R_B = \frac{340.41}{2}$$

$$R_A = R_B = 170.21 \text{ kN}$$

Moments fléchissants La ferme principale est assimilée à une poutre encastrée aux deux extrémités soumise à une charge uniformément répartie.

Dans ce cas, deux moments fléchissants sont déterminés :

- un moment négatif au niveau des appuis ;
- un moment positif en travée.

Le moment maximal aux appuis est donné par :

$$M_{appui} = \frac{q_{ELU} L^2}{12}$$

Application numérique :

$$M_{appui} = \frac{10.59 \times 31.8^2}{12}$$

$$M_{appui} = 892.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Le moment maximal en travée devient :

$$M_{trave} = \frac{q_{ELU} L^2}{24}$$

Application numérique :

$$M_{trave} = \frac{10.59 \times 31.8^2}{24}$$

$$M_{trave} = 446.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Efforts dans les membrures principales Les efforts axiaux dans les membrures principales sont déterminés à partir de l'analogie poutre-treillis selon la relation :

$$N = \frac{M}{h}$$

où :

- M représente le moment fléchissant appliqué ;
- h représente la hauteur de la ferme au droit de la section étudiée.

Compte tenu de la variation de hauteur de la ferme, le cas le plus défavorable correspond à la zone d'appui où :

- le moment négatif est maximal ;
- la hauteur du treillis est minimale.

Cette configuration conduit aux efforts axiaux les plus élevés dans les membrures principales et sera retenue pour le pré-dimensionnement.

La hauteur minimale retenue est :

$$h = h_{min} = 1.50 \text{ m}$$

L'effort axial maximal dans les membrures principales est alors déterminé à partir du moment d'appui :

$$N = \frac{M_{appui}}{h_{min}}$$

Application numérique :

$$N = \frac{892.62}{1.50}$$

$$N = 595.08 \text{ kN}$$

Sous l'effet du moment négatif au niveau des appuis :

- la membrure supérieure est sollicitée en traction ;
- les membrures inférieures travaillent en compression.

Efforts dans les diagonales et montants Les diagonales et montants assurent la transmission des efforts tranchants entre les membrures principales de la ferme.

L'effort tranchant maximal se développe au niveau des appuis et est égal à :

$$V_{max} = R_A$$

$$V_{max} = 170.21 \text{ kN}$$

L'effort axial dans les diagonales est estimé à partir de l'équilibre des efforts tranchants en tenant compte de l'inclinaison des diagonales :

$$N_d = \frac{V_{max}}{\sin \theta}$$

Avec :

$$\theta = 69.5^\circ$$

Application numérique :

$$N_d = \frac{170.21}{\sin 69.5^\circ}$$

$$N_d = 181.84 \text{ kN}$$

Cet effort correspond à l'effort maximal développé dans les diagonales les plus sollicitées de la ferme et sera utilisé ultérieurement pour leur vérification en compression ou en traction.

où θ représente l'angle d'inclinaison des diagonales par rapport à l'horizontale.

Pré-dimensionnement et vérification des membrures principales

Les membrures principales de la ferme assurent la reprise des efforts axiaux générés par les moments fléchissants globaux du portique.

Compte tenu du comportement bi-encasté de la ferme, le cas le plus défavorable correspond à la zone d'appui où :

- le moment négatif est maximal ;
- la hauteur de la ferme est minimale.

Cette configuration conduit aux efforts axiaux les plus élevés dans les membrures principales.

L'effort normal maximal précédemment déterminé est égal à :

$$N_{Ed} = 595.08 \text{ kN}$$

Sous l'effet du moment négatif au niveau des appuis :

- la membrure supérieure travaille en traction ;
- les deux membrures inférieures travaillent en compression.

L'ensemble des membrures principales est réalisé à partir de tubes circulaires en acier S275.

Pré-dimensionnement de la membrure supérieure La section nécessaire de la membrure supérieure sollicitée en traction est déterminée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 :

$$A_{req} = \frac{N_{Ed} \times 1000}{f_y}$$

Application numérique :

$$A_{req} = \frac{595.08 \times 1000}{275}$$

$$A_{req} = 2163.93 \text{ mm}^2$$

Le profil tubulaire immédiatement supérieur retenu est :

$$\text{TRON } 168 \times 4.5$$

Les caractéristiques géométriques du profil retenu sont :

$$A = 2311.43 \text{ mm}^2$$

$$I = 7.73 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$i = 57.83 \text{ mm}$$

La résistance de calcul en traction devient :

$$N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

Application numérique :

$$N_{t,Rd} = \frac{2311.43 \times 275}{1000}$$

$$N_{t,Rd} = 635.64 \text{ kN}$$

La condition de résistance devient :

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}}$$

$$\eta = \frac{595.08}{635.64}$$

$$\eta = 0.94 < 1$$

La membrure supérieure est donc vérifiée vis-à-vis de la traction.

Vérification des membrures inférieures Les membrures inférieures sont constituées de deux tubes circulaires travaillant conjointement en compression.

L'effort de compression est supposé réparti uniformément entre les deux membrures :

$$N = \frac{595.08}{2}$$

$$N = 297.54 \text{ kN}$$

La longueur de flambement retenue correspond à la longueur d'un panneau :

$$L_k = 1.00 \text{ m}$$

Le profil retenu pour les membrures inférieures est également :

$$\text{TRON } 168 \times 4.5$$

L'élancement de calcul devient :

$$\lambda = \frac{L_k}{i}$$

Application numérique :

$$\lambda = \frac{1000}{57.83}$$

$$\lambda = 17.29$$

L'élancement réduit est donné par :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

Avec :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.81$$

On obtient :

$$\bar{\lambda} = \frac{17.29}{86.81}$$

$$\bar{\lambda} = 0.20$$

Pour les profils tubulaires circulaires, la courbe de flambement a de l'Eurocode 3 est retenue :

$$\alpha = 0.21$$

Le coefficient intermédiaire devient :

$$\phi = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Application numérique :

$$\phi = 0.52$$

Le coefficient de réduction de flambement devient :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi = 1.00$$

La résistance de calcul au flambement devient :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

Application numérique :

$$N_{b,Rd} = \frac{1.00 \times 2311.43 \times 275}{1000}$$

$$N_{b,Rd} = 635.64 \text{ kN}$$

La condition de vérification devient :

$$\eta = \frac{297.54}{635.64}$$

$$\eta = 0.47 < 1$$

Les membrures inférieures sont donc vérifiées vis-à-vis de la compression et du flambement.

Vérification des diagonales

Les diagonales de la ferme assurent la transmission des efforts tranchants entre les membrures principales.

Sous l'effet des charges verticales descendantes, les diagonales les plus sollicitées travaillent principalement en compression.

Afin d'assurer l'uniformité des éléments secondaires de la ferme ainsi que la simplification des assemblages soudés, un profil tubulaire circulaire unique est retenu pour les diagonales et les montants.

Le profil choisi permet :

- d'uniformiser les sections secondaires de la ferme ;
- de faciliter les opérations de fabrication et de montage ;
- de simplifier les assemblages soudés au niveau des nœuds ;
- d'améliorer la rigidité globale du treillis.

Le profil adopté pour les diagonales est un tube circulaire de type :

$$\text{TRON } 101 \times 3.6$$

Les caractéristiques géométriques du profil sont :

$$A = 1101.57 \text{ mm}^2$$

$$i = 34.46 \text{ mm}$$

L'effort maximal obtenu précédemment dans les diagonales est :

$$N_{Ed} = 181.84 \text{ kN}$$

Longueur de flambement La diagonale la plus défavorable vis-à-vis du flambement correspond à la diagonale présentant la plus grande longueur libre, située dans la zone centrale de la ferme où la hauteur du treillis est maximale.

La longueur réelle de la diagonale est déterminée à partir des dimensions du panneau triangulaire en appliquant le théorème de Pythagore :

$$L_d = \sqrt{a^2 + h^2}$$

Avec :

$$a = 1.00 \text{ m}$$

$$h = 3.655 \text{ m}$$

Application numérique :

$$L_d = \sqrt{1^2 + 3.655^2}$$

$$L_d = 3.79 \text{ m}$$

Compte tenu de la présence des systèmes de contreventement et de la configuration tridimensionnelle de la ferme, la longueur de flambement effective est réduite.

La longueur de flambement adoptée pour la vérification est prise égale à :

$$L_k = 0.7 L_d$$

Application numérique :

$$L_k = 0.7 \times 3.79$$

$$L_k = 2.65 \text{ m}$$

Élancement réduit L'élancement de la diagonale est donné par :

$$\lambda = \frac{L_k}{i}$$

Application numérique :

$$\lambda = \frac{2650}{34.46}$$

$$\lambda = 76.90$$

L'élancement réduit devient :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

Avec :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.80$$

Ainsi :

$$\bar{\lambda} = \frac{76.90}{86.80}$$

$$\bar{\lambda} = 0.89$$

Coefficient de réduction de flambement Pour les profils tubulaires circulaires, la courbe de flambement adoptée est la courbe **a** de l'Eurocode 3 :

$$\alpha = 0.21$$

Le coefficient intermédiaire devient :

$$\phi = \frac{1}{2} [1 + 0.21(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Application numérique :

$$\phi = \frac{1}{2} [1 + 0.21(0.89 - 0.2) + 0.89^2]$$

$$\phi = 0.97$$

Le coefficient de réduction de flambement devient :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Application numérique :

$$\chi = \frac{1}{0.97 + \sqrt{0.97^2 - 0.89^2}}$$

$$\chi = 0.69$$

Résistance au flambement La résistance de calcul au flambement est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

Application numérique :

$$N_{b,Rd} = \frac{0.69 \times 1101.57 \times 275}{1000}$$

$$N_{b,Rd} = 209.05 \text{ kN}$$

Vérification La condition de résistance devient :

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

$$181.84 \leq 209.05$$

La vérification est donc satisfaite.

Les diagonales présentent une résistance suffisante vis-à-vis de la compression et du flambement.

Vérification des montants

Les montants de la ferme assurent la transmission des efforts entre les diagonales et les membrures principales.

Sous l'effet des charges verticales, les montants sont principalement sollicités en traction.

Le profil adopté est un tube circulaire de type :

$$\text{TRON } 101 \times 3.6$$

Les caractéristiques géométriques du profil sont :

$$A = 1101.57 \text{ mm}^2$$

L'effort normal maximal retenu dans les montants est estimé à :

$$N_{Ed} = 89.61 \text{ kN}$$

Résistance en traction La résistance de calcul en traction est donnée par :

$$N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

Application numérique :

$$N_{t,Rd} = \frac{1101.57 \times 275}{1000}$$

$$N_{t,Rd} = 302.93 \text{ kN}$$

Vérification La condition de résistance devient :

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}}$$

$$\eta = \frac{89.61}{302.93}$$

$$\eta = 0.30 < 1$$

La vérification des montants est donc satisfaite.

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche permet de contrôler la rigidité globale de la ferme principale sous les charges de service conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

La ferme est assimilée à une poutre encastrée aux deux extrémités soumise à une charge uniformément répartie correspondant à la combinaison de service :

$$q_{ELS} = 7.36 \text{ kN/m}$$

Flèche admissible Pour les fermes métalliques de toiture, la flèche admissible est généralement limitée à :

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

Avec :

$$L = 31.80 \text{ m}$$

Application numérique :

$$f_{adm} = \frac{31.80}{300}$$

$$f_{adm} = 0.106 \text{ m}$$

$$f_{adm} = 106 \text{ mm}$$

Flèche maximale La flèche maximale d'une poutre encastrée aux deux extrémités soumise à une charge uniformément répartie est donnée par :

$$f_{max} = \frac{q_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_{eq}}$$

Avec :

$$q = q_{ELS} = 7.36 \text{ kN/m}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

L'inertie équivalente de la ferme est déterminée à partir des inerties propres des membrures principales ainsi que de leur éloignement par rapport à l'axe neutre de la ferme en appliquant le théorème de Huygens.

$$I_{eq} = 2(I + Ad_{inf}^2) + (I + Ad_{sup}^2)$$

où d_{inf} et d_{sup} représentent les distances entre les centres de gravité des membrures et l'axe neutre de la ferme.

L'application numérique conduit à :

$$I_{eq} = 2.23 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

La flèche maximale devient alors :

$$f_{max} = \frac{7.36 \times 31800^4}{384 \times 210000 \times 2.23 \times 10^{10}}$$

$$f_{max} = 4.19 \text{ mm}$$

Vérification La condition de rigidité devient :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$4.19 \leq 106$$

La vérification est donc satisfaite.

La ferme principale présente une rigidité suffisante vis-à-vis des déformations verticales.

TABLE 4.7 – Récapitulatif des profils retenus pour la ferme FM2

Élément	Effort maximal	Sollicitation	Profil retenu	Vérification
Membrure supérieure	595.08 kN	Traction	TRON 168 × 4.5	Vérifiée
Membrures inférieures	297.54 kN	Compression	TRON 168 × 4.5	Vérifiées
Diagonales	181.84 kN	Compression	TRON 101 × 3.6	Vérifiées
Montants	89.61 kN	Traction	TRON 101 × 3.6	Vérifiés

Conclusion partielle

Les différentes vérifications réalisées sur la ferme principale FM2 montrent que les profils adoptés satisfont les exigences de résistance et de stabilité imposées par l'Eurocode 3.

Les membrures principales, les diagonales ainsi que les montants présentent des résistances suffisantes vis-à-vis des efforts de traction, de compression et du flambement.

La vérification de la flèche montre également que la rigidité globale de la ferme reste conforme aux limites admissibles.

Les sections retenues sont donc validées pour le dimensionnement de la ferme principale.

4.2.5 Étude du poteau principal P2

Introduction

Le poteau principal P2 constitue l'un des éléments porteurs essentiels du portique principal de la halle métallique. Il assure la transmission des efforts provenant de la toiture vers les fondations et participe à la stabilité globale de la structure sous l'action des charges verticales et horizontales.

Afin de répondre aux exigences de résistance et de rigidité imposées par la géométrie de l'ouvrage, le poteau est réalisé sous forme d'un treillis tubulaire spatial composé de trois membrures principales reliées par des diagonales et des traverses secondaires. Cette disposition permet de développer une inertie importante tout en limitant le poids propre de la structure.

L'étude qui suit a pour objectif de déterminer les sollicitations appliquées au poteau principal, de répartir les efforts dans les différentes membrures du treillis et de vérifier les éléments retenus conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Hypothèses de calcul

Le dimensionnement du poteau principal P2 est réalisé conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 relatives au calcul des structures métalliques.

Les principales hypothèses adoptées pour cette étude sont les suivantes :

— Nuance d'acier :

$$S275 \quad (f_y = 275 \text{ MPa})$$

— Module d'élasticité :

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

— Coefficient de Poisson :

$$\nu = 0.3$$

— Masse volumique de l'acier :

$$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$$

- Hauteur totale du poteau :

$$H = 18.75 \text{ m}$$

- Hauteur de la partie variable :

$$H_v = 9.00 \text{ m}$$

- Écartement maximal entre axes des membrures :

$$a = 0.87 \text{ m}$$

Les conditions d'appui retenues pour l'étude sont les suivantes :

- le pied du poteau est considéré encastré dans la fondation ;
- la liaison entre le poteau et la ferme principale est supposée rigide, assurant la transmission des moments fléchissants du portique ;
- les nœuds du treillis sont considérés articulés pour le calcul des efforts dans les membrures ;
- la section variable adoptée dans la partie inférieure du poteau permet d'augmenter la rigidité dans la zone la plus sollicitée de l'élément.

Ces hypothèses serviront de base à la détermination des sollicitations et aux vérifications réalisées conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

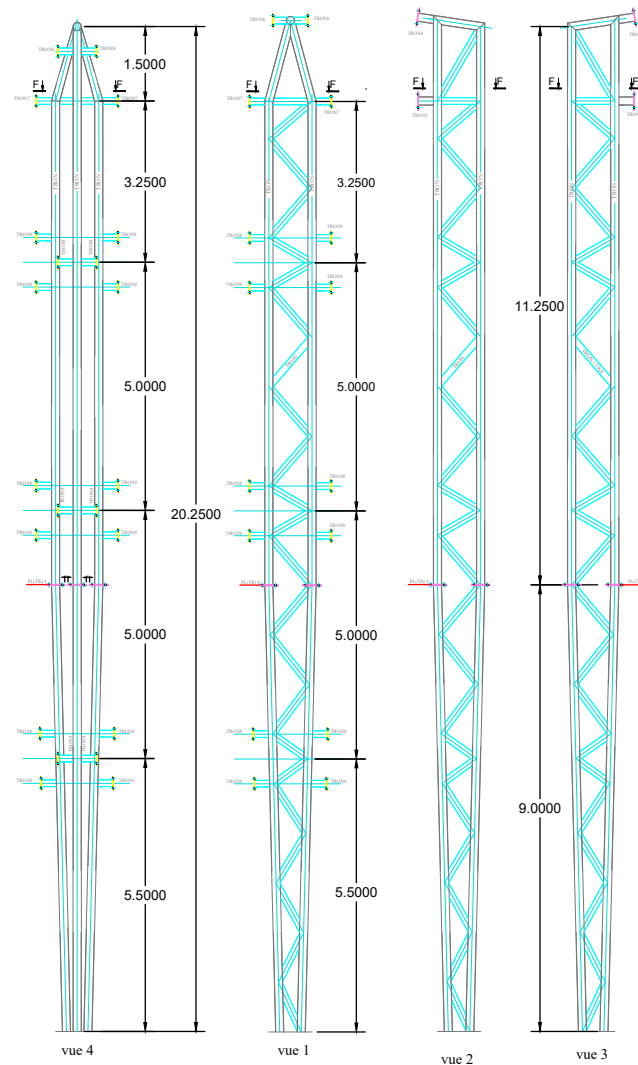


FIGURE 4.5 – Vue générale du poteau principal P2

Détermination des sollicitations

Les sollicitations appliquées au poteau principal P2 résultent du fonctionnement global du portique métallique. Elles proviennent principalement des réactions transmises par la ferme principale, des charges permanentes reprises par les lisses de façade ainsi que des actions horizontales dues au vent.

Le poteau est ainsi soumis à un effort normal de compression, à un effort tranchant horizontal et à un moment fléchissant transmis par le portique.

Effort normal de compression L'effort normal appliqué au poteau est constitué de la réaction verticale de la ferme principale, des charges permanentes reprises par les lisses ainsi que du poids propre du poteau.

La réaction verticale transmise par la ferme principale, déterminée lors de l'étude du portique principal, est égale à :

$$R_f = 170.21 \text{ kN}$$

Les trois niveaux de lisses transmettent également des charges permanentes au poteau. L'effort total correspondant vaut :

$$G_l = 45.36 \text{ kN}$$

Dans le cadre du pré-dimensionnement, le poids propre du poteau est estimé à :

$$G_p = 14.72 \text{ kN}$$

L'effort normal total appliqué au poteau est alors obtenu par sommation de ces différentes contributions :

$$N_{Ed} = R_f + G_l + G_p$$

Application numérique :

$$N_{Ed} = 170.21 + 45.36 + 14.72$$

$$N_{Ed} = 230.29 \text{ kN}$$

Cet effort est repris principalement par les membrures principales du treillis sous forme d'efforts de compression.

Effort tranchant horizontal Sous l'action du vent sur les façades longitudinales, les lisses transmettent des réactions horizontales aux poteaux. Ces réactions sont appliquées aux différents niveaux de fixation des lisses et génèrent un effort tranchant dans le poteau.

Les efforts transmis par les lisses sont :

$$R_{LS6} = 11.41 \text{ kN}$$

$$R_{LS5} = 10.28 \text{ kN}$$

$$R_{LS4} = 8.67 \text{ kN}$$

L'effort tranchant total appliqué au poteau est obtenu par la somme de ces réactions :

$$V_{Ed} = R_{LS4} + R_{LS5} + R_{LS6}$$

Application numérique :

$$V_{Ed} = 8.67 + 10.28 + 11.41$$

$$V_{Ed} = 30.36 \text{ kN}$$

Cet effort sera utilisé ultérieurement pour le dimensionnement des diagonales du treillis, chargées d'assurer la transmission des efforts de cisaillement entre les membrures principales.

Moment fléchissant Le poteau principal est rigidement lié à la ferme de toiture. Cette disposition assure la continuité du portique et permet la transmission des moments fléchissants développés au niveau des nœuds d'assemblage.

L'étude de la ferme principale a conduit à un moment d'appui de calcul égal à :

$$M_{Ed} = 892.62 \text{ kN.m}$$

Ce moment constitue la sollicitation prépondérante pour le dimensionnement des membrures principales du poteau et sera repris sous forme d'efforts axiaux de traction et de compression dans les différentes membrures du treillis.

Synthèse des sollicitations Les sollicitations de calcul retenues pour le dimensionnement du poteau principal P2 sont résumées ci-dessous :

$$N_{Ed} = 230.29 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 30.36 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 892.62 \text{ kN.m}$$

Ces efforts serviront de base à la détermination des efforts développés dans les membrures principales ainsi qu'au dimensionnement des diagonales du treillis.

Détermination des efforts dans les membrures principales

Le moment fléchissant appliqué au poteau est repris par les membrures principales du treillis sous forme d'efforts axiaux de traction et de compression.

Bras de levier interne La section du poteau étant triangulaire équilatérale, le bras de levier interne correspond à la distance séparant les résultantes de traction et de compression développées dans les membrures principales.

La hauteur du triangle équilatéral vaut :

$$h = \frac{\sqrt{3}}{2}a$$

avec :

$$a = 870 \text{ mm}$$

Application numérique :

$$h = \frac{\sqrt{3}}{2} \times 870$$

$$\boxed{h = 753.46 \text{ mm}}$$

Le bras de levier interne retenu pour le calcul des efforts est donc :

$$e = h = 753.46 \text{ mm}$$

Efforts dus à la flexion L'effort développé par le couple interne est donné par :

$$N = \frac{M_{Ed}}{e}$$

avec :

$$M_{Ed} = 892.62 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

Application numérique :

$$N = \frac{892.62 \times 10^6}{753.46}$$

$$\boxed{N = 1184.69 \text{ kN}}$$

Compte tenu de la géométrie de la section, une membrure reprend l'effort de traction tandis que les deux autres membrures se partagent l'effort de compression.

L'effort de compression dans chaque membrure vaut :

$$N_f = \frac{1184.69}{2}$$

$$\boxed{N_f = 592.35 \text{ kN}}$$

Efforts dus à la compression globale L'effort normal total appliqué au poteau est :

$$N_{Ed} = 230.29 \text{ kN}$$

En raison de la symétrie de la section, cet effort est réparti uniformément entre les trois membrures :

$$N_G = \frac{N_{Ed}}{3}$$

$$N_G = \frac{230.29}{3}$$

$$\boxed{N_G = 76.76 \text{ kN}}$$

Synthèse des efforts La combinaison des effets de la flexion et de la compression conduit aux efforts suivants :

$$N_t = 1184.69 - 76.76$$

$$\boxed{N_t = 1107.93 \text{ kN}}$$

pour la membrure tendue et :

$$N_c = 592.35 + 76.76$$

$$\boxed{N_c = 669.11 \text{ kN}}$$

pour chacune des deux membrures comprimées.

Ces efforts seront retenus pour le pré-dimensionnement et les vérifications des membrures principales du poteau.

Pré-dimensionnement des membrures principales

Le pré-dimensionnement des membrures principales est réalisé à partir de l'effort de traction maximal obtenu dans la section précédente.

L'effort de calcul retenu est :

$$N_t = 1107.93 \text{ kN}$$

La section minimale théorique nécessaire est déterminée à partir de la condition de résistance à la traction :

$$A_{min} = \frac{N_t}{f_y}$$

avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

Application numérique :

$$A_{min} = \frac{1107.93 \times 10^3}{275}$$

$$A_{min} = 4028.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 40.29 \text{ cm}^2$$

Cette valeur représente la section minimale théorique permettant de reprendre l'effort de traction maximal développé dans les membrures principales du poteau.

Compte tenu du rôle structural du poteau principal dans la stabilité du portique, ainsi que des exigences de rigidité et de stabilité imposées par la hauteur importante de l'ouvrage, les membrures principales sont réalisées à l'aide de tubes circulaires :

$$\text{TRON } 193.7 \times 8$$

Les caractéristiques géométriques du profil retenu sont résumées dans le tableau suivant.

TABLE 4.8 – Caractéristiques géométriques des membrures principales

Désignation	TRON 193.7×8
Diamètre extérieur D	193.7 mm
Épaisseur t	8 mm
Nuance d'acier	S275
Aire A	46.7 cm ²

La résistance et la stabilité des membrures principales seront vérifiées dans les sections suivantes conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Vérification au flambement

Les membrures comprimées du poteau principal doivent être vérifiées vis-à-vis du risque de flambement conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

L'effort de compression maximal obtenu précédemment est :

$$N_c = 669.11 \text{ kN}$$

Le profil retenu pour les membrures principales est :

$$\text{TRON } 193.7 \times 8$$

dont les caractéristiques géométriques sont :

$$A = 46.67 \text{ cm}^2$$

$$I = 2050 \text{ cm}^4$$

$$i = 6.63 \text{ cm}$$

Les membrures principales sont maintenues par les diagonales et les traverses du treillis. La longueur de flambement est donc prise égale à la distance moyenne entre deux nœuds successifs :

$$L_f = 2.00 \text{ m}$$

$$L_f = 200 \text{ cm}$$

Élancement mécanique L'élancement mécanique de la membrure est donné par :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Application numérique :

$$\lambda = \frac{200}{6.63}$$

$$\boxed{\lambda = 30.17}$$

Cette valeur traduit une faible sensibilité de la membrure au phénomène de flambement.

Élancement réduit Pour l'acier S275 :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.8$$

L'élancement réduit devient :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

Application numérique :

$$\bar{\lambda} = \frac{30.17}{86.8}$$

$$\boxed{\bar{\lambda} = 0.35}$$

Coefficient de réduction Pour les profils tubulaires circulaires, la courbe de flambement **a** est retenue :

$$\alpha = 0.21$$

On obtient :

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Application numérique :

$$\phi = 0.5 [1 + 0.21(0.35 - 0.2) + 0.35^2]$$

$$\phi = 0.58$$

Le coefficient de réduction vaut alors :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\boxed{\chi = 0.94}$$

Résistance au flambement La résistance de calcul au flambement est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec :

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

Application numérique :

$$N_{b,Rd} = 0.94 \times 46.67 \times 27.5$$

$$\boxed{N_{b,Rd} = 1206.9 \text{ kN}}$$

Vérification La condition de stabilité s'écrit :

$$N_c \leq N_{b,Rd}$$

$$669.11 < 1206.9$$

Vérifié

Le taux de travail correspondant vaut :

$$\eta = \frac{N_c}{N_{b,Rd}}$$

$$\eta = \frac{669.11}{1206.9}$$

$$\eta = 55.4\%$$

La stabilité des membrures principales vis-à-vis du flambement est donc largement assurée.

Dimensionnement des diagonales

Les diagonales assurent la transmission des efforts tranchants entre les membrures principales du poteau et garantissent le fonctionnement du treillis triangulaire.

Détermination des sollicitations L'effort tranchant maximal obtenu précédemment est :

$$V_{Ed} = 30.36 \text{ kN}$$

La géométrie d'une maille du treillis est caractérisée par :

$$l_k = 2.00 \text{ m}$$

$$a = 0.87 \text{ m}$$

La longueur de la diagonale vaut :

$$l_d = \sqrt{l_k^2 + a^2}$$

Application numérique :

$$l_d = \sqrt{2.00^2 + 0.87^2}$$

$$l_d = 2.18 \text{ m}$$

L'effort axial développé dans la diagonale est obtenu à partir de l'équilibre du panneau :

$$N_d = V_{Ed} \frac{l_d}{a}$$

Application numérique :

$$N_d = 30.36 \times \frac{2.18}{0.87}$$

$$N_d = 76.07 \text{ kN}$$

Pré-dimensionnement La section minimale théorique nécessaire est déterminée à partir de la condition de résistance à la traction :

$$A_{min} = \frac{N_d}{f_y}$$

avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

Application numérique :

$$A_{min} = \frac{76.07 \times 10^3}{275}$$

$$A_{min} = 276.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 2.77 \text{ cm}^2$$

Cette valeur représente la section minimale théorique permettant de reprendre l'effort axial maximal développé dans les diagonales.

Afin d'assurer une bonne rigidité du treillis et de conserver une homogénéité constructive avec les autres éléments de la structure, les diagonales sont réalisées à l'aide de tubes circulaires :

$$\text{TRON } 60 \times 5$$

Les caractéristiques géométriques du profil retenu sont résumées dans le tableau suivant.

TABLE 4.9 – Caractéristiques géométriques des diagonales

Désignation	TRON 60×5
Diamètre extérieur D	60 mm
Épaisseur t	5 mm
Nuance d'acier	S275
Aire A	8.64 cm ²
Moment d'inertie I	32.9 cm ⁴
Rayon de giration i	1.95 cm

Vérification au flambement

Les diagonales comprimées doivent être vérifiées vis-à-vis du risque de flambement conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

L'effort de compression maximal retenu est :

$$N_d = 76.07 \text{ kN}$$

La longueur de flambement est prise égale à la longueur réelle de la diagonale :

$$L_f = l_d$$

$$L_f = 2.18 \text{ m}$$

$$L_f = 218 \text{ cm}$$

Le rayon de giration du profil retenu vaut :

$$i = 1.95 \text{ cm}$$

Élancement mécanique L'élancement de la diagonale est donné par :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Application numérique :

$$\lambda = \frac{218}{1.95}$$

$$\boxed{\lambda = 111.79}$$

Élancement réduit Pour l'acier S275 :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.8$$

L'élancement réduit devient :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

Application numérique :

$$\bar{\lambda} = \frac{111.79}{86.8}$$

$$\boxed{\bar{\lambda} = 1.29}$$

Coefficient de réduction Pour les profils tubulaires circulaires, la courbe de flambement **a** est retenue :

$$\alpha = 0.21$$

On obtient :

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Application numérique :

$$\phi = 0.5 [1 + 0.21(1.29 - 0.2) + 1.29^2]$$

$$\phi = 1.45$$

Le coefficient de réduction vaut :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\boxed{\chi = 0.49}$$

Résistance au flambement La résistance de calcul au flambement est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec :

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

Application numérique :

$$N_{b,Rd} = 0.49 \times 8.64 \times 27.5$$

$$\boxed{N_{b,Rd} = 116.4 \text{ kN}}$$

Vérification La condition de stabilité s'écrit :

$$N_d \leq N_{b,Rd}$$

$$76.07 < 116.4$$

Vérifié

Le taux de travail correspondant vaut :

$$\eta = \frac{N_d}{N_{b,Rd}}$$

$$\eta = \frac{76.07}{116.4}$$

$\eta = 65.4\%$

La stabilité des diagonales vis-à-vis du flambement est donc assurée.

4.2.6 Conclusion

Les vérifications réalisées montrent que les profils retenus pour les membrures principales et les diagonales du poteau principal satisfont aux conditions de résistance et de stabilité imposées par l'Eurocode 3.

Le profil TRON 193.7×8 retenu pour les membrures principales assure la reprise des efforts de traction et de compression développés sous l'effet des sollicitations du portique, tandis que le profil TRON 60×5 adopté pour les diagonales permet de transmettre efficacement les efforts tranchants au sein du treillis.

Les sections retenues garantissent ainsi un comportement satisfaisant du poteau principal vis-à-vis des exigences de résistance et de stabilité requises pour l'ouvrage.

4.3 Étude du portique administratif

Après l'étude du portique principal de la halle ainsi que des différents éléments secondaires, l'analyse structurale est étendue au portique administratif assurant la reprise des charges des niveaux intermédiaires et de la toiture administrative.

Contrairement au portique principal, dont le système porteur est constitué principalement d'une ferme métallique de grande portée, le portique administratif correspond à une structure métallique multiétagée composée de poteaux rigides, de traverses de plancher et de traverses de toiture travaillant conjointement comme un système portique global.

L'étude de cette partie est réalisée conformément aux prescriptions des Eurocodes, principalement :

- l'Eurocode 0 pour les combinaisons d'actions ;
- l'Eurocode 1 pour l'évaluation des charges ;
- l'Eurocode 3 pour le dimensionnement des éléments métalliques ;
- l'Eurocode 4 pour les planchers collaborants.

Le portique administratif étudié correspond aux axes :

$$(3, 4, 5, 6, 7, 8)$$

La structure comporte trois niveaux principaux ainsi qu'une toiture inclinée métallique.

Les niveaux étudiés sont situés aux altitudes suivantes :

$$+5,85\text{ m}$$

$$+10,65\text{ m}$$

$$+15,45\text{ m}$$

et la toiture principale à :

$$+20,25\text{ m}$$

Le système structural adopté est constitué :

- de poteaux métalliques continus en profilés HEA ;
- de traverses horizontales assurant la reprise des planchers ;
- de traverses inclinées de toiture ;
- de contreventements verticaux assurant la stabilité globale de la structure.

Les assemblages poutre-poteau sont considérés rigides, conduisant à un comportement global de portique encastré.

Les planchers intermédiaires sont réalisés à l'aide d'un système collaborant acier-béton précédemment étudié, composé d'un bac acier collaborant Cofrastra 40 associé à une dalle en béton armé.

Les charges appliquées sur les traverses proviennent principalement :

- des charges permanentes des planchers ;
- des charges d'exploitation ;
- des charges permanentes de toiture ;
- des actions climatiques de neige et de vent.

L'étude du portique administratif comprend :

- l'évaluation des charges appliquées ;
- la détermination des sollicitations internes ;
- le pré-dimensionnement des traverses et des poteaux ;
- les vérifications de résistance et de stabilité conformément aux exigences de l'Eurocode 3.

4.3.1 Hypothèses générales de calcul

L'étude du portique administratif est réalisée conformément aux prescriptions des Eurocodes applicables aux structures métalliques. Les planchers collaborants utilisés dans les niveaux intermédiaires ont été étudiés séparément conformément aux prescriptions de l'Eurocode 4.

Le comportement global de la structure est assimilé à celui d'un portique métallique multiétagé à assemblages rigides.

Les principales hypothèses adoptées pour l'étude sont les suivantes :

- les assemblages poutre-poteau sont considérés rigides ;
- les pieds de poteaux sont supposés encastrés à la base ;
- les traverses de plancher et les traverses de toiture sont réalisées à partir de profilés laminés de type HEA ;
- les planchers intermédiaires sont constitués d'un système collaborant acier-béton précédemment étudié ;
- Les poutres principales du portique administratif ne participent pas au comportement mixte du plancher collaborant et sont étudiées comme des poutres métalliques conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.
- les charges verticales sont transmises aux traverses puis reprises par les poteaux du portique ;
- les effets du second ordre sont négligés dans le cadre du pré-dimensionnement ;
- la stabilité globale de la structure est assurée par des systèmes de contreventement verticaux disposés entre certains axes du bâtiment ;
- les lisses ainsi que les planchers intermédiaires assurent un maintien latéral partiel des poteaux ;
- l'acier utilisé pour l'ensemble de la structure est un acier de nuance S275 ;
- les vérifications sont réalisées conformément aux états limites ultimes et aux états limites de service.

Les propriétés mécaniques de l'acier S275 utilisées dans les calculs sont :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

La toiture du portique administratif présente une pente égale à :

$$\alpha = 8,31^\circ$$

correspondant à :

$$P = 14,61\%$$

Les charges climatiques appliquées sur la toiture sont reprises à partir de l'étude précédemment réalisée pour le portique principal.

4.3.2 Caractéristiques géométriques du portique administratif

Le portique administratif étudié correspond à une structure métallique multiétagée implantée entre les axes :

$$(3, 4, 5, 6, 7, 8)$$

La structure est composée de poteaux métalliques continus, de traverses horizontales de plancher ainsi que de traverses inclinées de toiture assurant la reprise des charges verticales et horizontales appliquées au bâtiment.

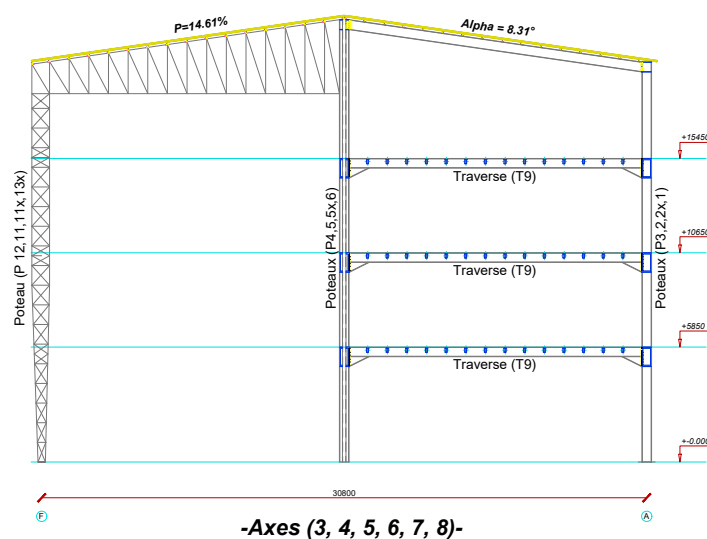


FIGURE 4.6 – Caractéristiques géométriques du portique administratif

Configuration générale

Le portique comporte :

- trois niveaux intermédiaires ;
- une toiture métallique inclinée ;
- des systèmes de contreventement verticaux assurant la stabilité longitudinale ;
- des assemblages rigides entre traverses et poteaux.

Les traverses de plancher assurent la reprise des charges issues des planchers collaborants tandis que les traverses de toiture reprennent les charges de couverture ainsi que les actions climatiques.

Dimensions principales

Les principales caractéristiques géométriques du portique administratif sont résumées dans le tableau suivant.

TABLE 4.10 – Caractéristiques géométriques du portique administratif

Paramètre	Valeur	Unité
Entraxe entre portiques	6,00	m
Portée des travées	6,00	m
Nombre de niveaux	3	–
Altitude du niveau 1	+5,85	m
Altitude du niveau 2	+10,65	m
Altitude du niveau 3	+15,45	m
Altitude de la toiture	+20,25	m
Pente de toiture	14,61	%
Angle de toiture	8,31	°

Système de contreventement

La stabilité globale du portique administratif est assurée par des systèmes de contreventement verticaux disposés entre certains axes du bâtiment.

Les contreventements adoptés permettent :

- d’assurer la stabilité longitudinale de la structure ;
- de limiter les déplacements horizontaux ;
- de réduire les longueurs de flambement des poteaux ;
- d’améliorer la rigidité globale du portique.

Les lisses et les traverses intermédiaires participent également au maintien latéral des éléments verticaux.

Profilés envisagés

Dans le cadre du pré-dimensionnement, les traverses de plancher, les traverses de toiture ainsi que les poteaux principaux seront réalisés à l’aide de profilés laminés de type HEA.

Le choix définitif des sections sera effectué ultérieurement à partir des sollicitations internes obtenues et des vérifications de résistance et de stabilité conformément aux prescriptions de l’Eurocode 3.

4.3.3 Évaluation des charges appliquées

L’évaluation des charges appliquées au portique administratif est réalisée conformément aux prescriptions des Eurocodes. Les charges considérées dans cette étude comprennent les charges permanentes, les charges d’exploitation ainsi que les actions climatiques appliquées sur la toiture.

Les charges surfaciques sont ensuite transformées en charges linéaires afin de déterminer les sollicitations appliquées sur les traverses du portique.

Charges des planchers intermédiaires

Les planchers intermédiaires du portique administratif sont réalisés à l'aide d'un système collaborant acier-béton précédemment étudié.

Les charges permanentes retenues comprennent :

- le poids propre du bac acier collaborant ;
- le poids propre de la dalle en béton armé ;
- le poids propre des solives secondaires ;
- les charges de revêtement.

La charge permanente totale du plancher collaborant est prise égale à :

$$G = 4,55 \text{ kN/m}^2$$

La surcharge d'exploitation adoptée pour les niveaux administratifs est :

$$Q = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

Les traverses principales reprennent une largeur tributaire égale à l'entraxe entre portiques :

$$e = 6,00 \text{ m}$$

Les charges surfaciques sont alors transformées en charges linéaires appliquées sur les traverses principales.

Charge permanente linéaire

$$q_G = G \times e$$

$$q_G = 4,55 \times 6,00$$

$$q_G = 27,30 \text{ kN/m}$$

Charge d'exploitation linéaire

$$q_Q = Q \times e$$

$$q_Q = 5,00 \times 6,00$$

$$q_Q = 30,00 \text{ kN/m}$$

Charges appliquées sur la toiture

Les charges de toiture sont reprises à partir de l'étude précédemment réalisée pour le portique principal.

Charges permanentes de toiture La charge permanente totale de toiture comprenant la couverture, les éléments secondaires ainsi que les accessoires de fixation est prise égale à :

$$G_t = 0,497 \text{ kN/m}^2$$

Charge de neige Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 1, la charge de neige retenue pour la toiture est :

$$S = 0,73 \text{ kN/m}^2$$

Charge de vent Les actions du vent appliquées sur le portique administratif sont reprises à partir de l'étude aérodynamique réalisée pour le portique principal.

Les pressions du vent sont appliquées sur les traverses de toiture ainsi que sur les poteaux conformément aux cas de chargement les plus défavorables.

Synthèse des charges appliquées

Les charges linéaires appliquées sur les traverses principales du portique administratif sont résumées dans le tableau suivant.

TABLE 4.11 – Synthèse des charges appliquées sur les traverses principales

Type de charge	Valeur	Unité
Charge permanente plancher q_G	27,30	kN/m
Charge d'exploitation q_Q	30,00	kN/m
Charge permanente toiture G_t	0,497	kN/m ²
Charge de neige S	0,73	kN/m ²

4.3.4 Étude des poutres principales de plancher

Les poutres principales de plancher constituent les éléments porteurs principaux du portique administratif. Elles assurent la reprise des charges provenant des planchers collaborants ainsi que leur transmission vers les poteaux principaux de la structure.

Contrairement aux solives secondaires précédemment étudiées dans le cadre du plancher collaborant, les poutres principales sont étudiées comme des poutres métalliques conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Le comportement mixte acier-béton n'est pas pris en compte pour ces éléments. Les poutres principales reprennent les charges du plancher collaborant sous forme de charges linéaires équivalentes transmises par les solives secondaires.

Description de l'élément

Les poutres principales étudiées correspondent aux traverses horizontales principales du portique administratif assurant la reprise des planchers intermédiaires.

Ces éléments sont réalisés à partir de profilés laminés de type HEA en acier S275.

Les poutres principales présentent une portée importante et sont reliées rigidement aux poteaux du portique par des assemblages boulonnés renforcés par platines et raidisseurs.

Les principales caractéristiques géométriques des poutres étudiées sont résumées dans le tableau suivant.

TABLE 4.12 – Caractéristiques géométriques des poutres principales

Paramètre	Valeur	Unité
Type de profilé	HEA	–
Nuance d'acier	S275	–
Portée de la poutre	15,40	m
Entraxe entre portiques	6,00	m
Type d'assemblage	Rigide	–
Type de chargement	Uniformément réparti	–

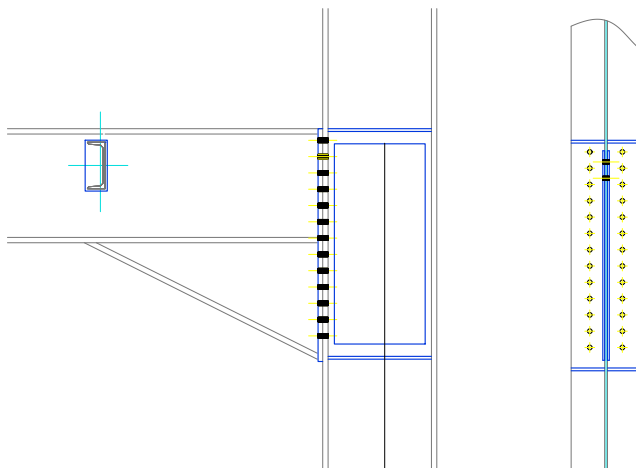


FIGURE 4.7 – Assemblage rigide poutre-poteau des poutres principales

Hypothèses de calcul

Les hypothèses suivantes sont retenues pour le pré-dimensionnement analytique des poutres principales :

- les poutres principales sont modélisées comme des poutres bi-encastées ;
- les assemblages poutre-poteau sont considérés rigides ;
- les charges sont supposées uniformément réparties sur toute la portée ;
- les charges du plancher collaborant sont transmises aux poutres principales sous forme de charges linéaires équivalentes ;
- le comportement mixte acier-béton n'est pas pris en compte dans le calcul des poutres principales ;
- les vérifications sont réalisées conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 ;
- le maintien latéral des semelles comprimées est assuré par les solives secondaires ainsi que par le plancher collaborant.

L'hypothèse de rigidité des assemblages est justifiée par la présence :

- de platines d'assemblage de grande hauteur ;
- de raidisseurs de continuité ;
- d'un assemblage boulonné renforcé ;
- d'une forte rigidité locale des nœuds poutre-poteau.

Dans le cadre du pré-dimensionnement analytique, les sollicitations internes sont déterminées à l'aide des relations classiques de la résistance des matériaux pour une poutre bi-encastée soumise à une charge uniformément répartie.

Le dimensionnement détaillé des assemblages poutre-poteau sera présenté dans le chapitre consacré aux assemblages métalliques.

Ces dispositions constructives permettent de limiter les rotations aux appuis et d'améliorer la rigidité globale du portique administratif. Le comportement réel du nœud se rapproche ainsi d'un encastrement semi-rigide à rigide.

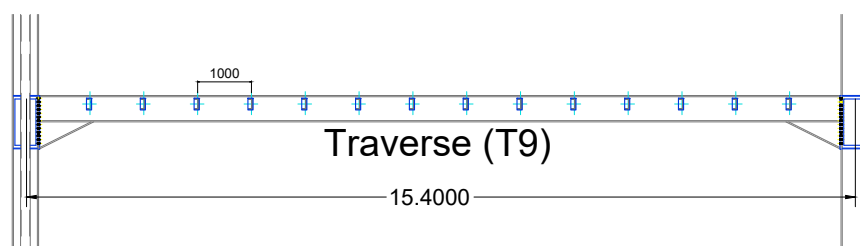


FIGURE 4.8 – Schéma statique simplifié de la poutre principale

Évaluation des charges appliquées

Les poutres principales reprennent les charges issues des planchers collaborants situés entre deux portiques successifs.

Les charges appliquées comprennent :

- les charges permanentes du plancher collaborant ;
- les charges d'exploitation ;
- le poids propre de la poutre principale.

Charges permanentes du plancher La charge permanente surfacique précédemment déterminée pour le plancher collaborant est :

$$G = 4,55 \text{ kN/m}^2$$

Les poutres principales reprennent une largeur tribulaire égale à l'entraxe entre portiques :

$$e = 6,00 \text{ m}$$

La charge permanente linéaire appliquée sur la poutre principale devient :

$$q_G = G \times e$$

$$q_G = 4,55 \times 6,00$$

$$q_G = 27,30 \text{ kN/m}$$

Charges d'exploitation La surcharge d'exploitation adoptée pour les niveaux administratifs est :

$$Q = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

La charge linéaire correspondante est :

$$q_Q = Q \times e$$

$$q_Q = 5,00 \times 6,00$$

$$q_Q = 30,00 \text{ kN/m}$$

Poids propre de la poutre principale Le poids propre du profilé principal sera ajouté après le pré-dimensionnement de la section retenue.

Combinaisons de charges

Combinaison à l'état limite ultime La combinaison fondamentale utilisée pour le dimensionnement des poutres principales est :

$$q_{ELU} = 1,35 q_G + 1,50 q_Q$$

D'où :

$$q_{ELU} = 1,35 \times 27,30 + 1,50 \times 30,00$$

$$q_{ELU} = 81,86 \text{ kN/m}$$

Combinaison à l'état limite de service La combinaison rare utilisée pour la vérification des déformations est :

$$q_{ELS} = q_G + q_Q$$

$$q_{ELS} = 27,30 + 30,00$$

$$q_{ELS} = 57,30 \text{ kN/m}$$

Détermination des sollicitations

Les poutres principales sont modélisées comme des poutres bi-encastées soumises à une charge uniformément répartie.

Les sollicitations maximales sont déterminées à partir des relations classiques de la résistance des matériaux.

Moment positif en travée Le moment maximal positif en travée est donné par :

$$M_{trave} = \frac{qL^2}{24}$$

Avec :

$$q = q_{ELU} = 81,86 \text{ kN/m}$$

$$L = 15,40 \text{ m}$$

D'où :

$$M_{trave} = \frac{81,86 \times 15,40^2}{24}$$

$$M_{trave} = 808,6 \text{ kN.m}$$

Moment négatif aux appuis Le moment maximal aux appuis est :

$$M_{appui} = \frac{qL^2}{12}$$

$$M_{appui} = \frac{81,86 \times 15,40^2}{12}$$

$$M_{appui} = 1617,2 \text{ kN.m}$$

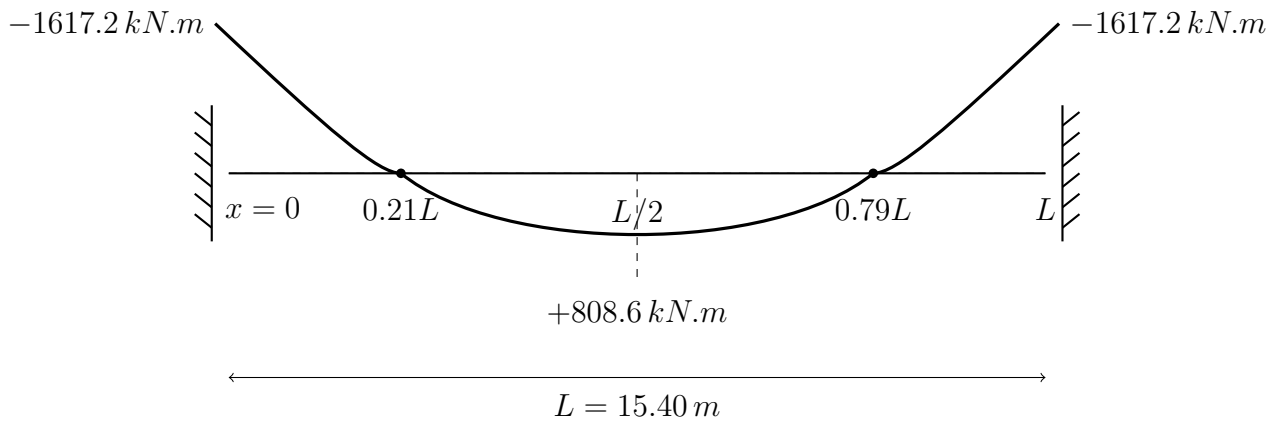


FIGURE 4.9 – Diagramme du moment fléchissant de la poutre principale bi-encastree

Effort tranchant maximal L'effort tranchant maximal aux appuis est donné par :

$$V_{Ed} = \frac{qL}{2}$$

$$V_{Ed} = \frac{81,86 \times 15,40}{2}$$

$$V_{Ed} = 630,3 \text{ kN}$$

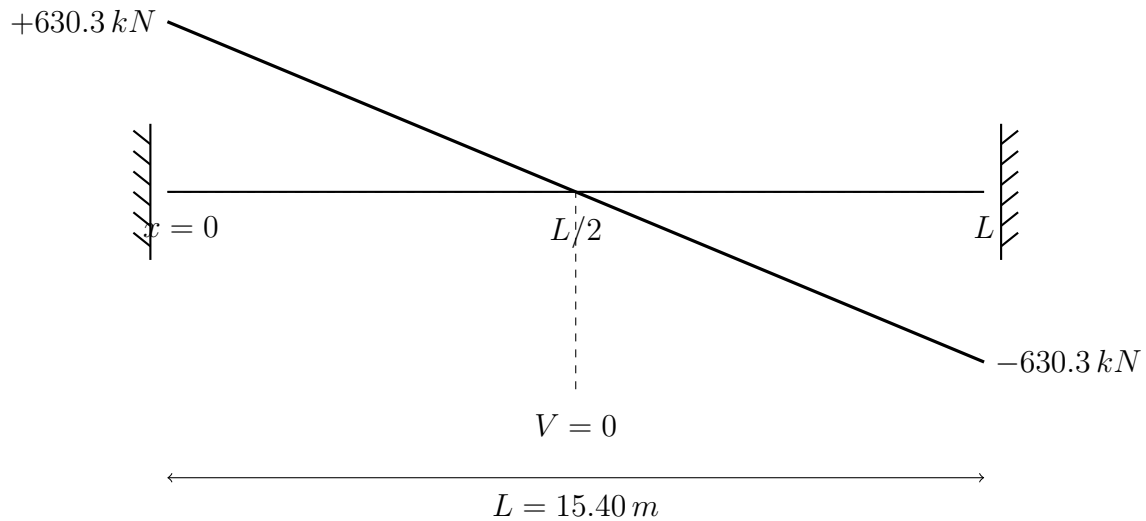


FIGURE 4.10 – Diagramme de l'effort tranchant de la poutre principale bi-encastree

Pré-dimensionnement de la poutre principale

La section est déterminée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 en considérant une résistance en flexion simple.

Module de flexion requis Le module plastique minimal nécessaire est déterminé par la relation :

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}}{f_y}$$

Le pré-dimensionnement de la section courante de la poutre principale est réalisé à partir du moment positif maximal en travée.

Les moments négatifs développés au niveau des appuis sont repris localement par les assemblages rigides renforcés avec des raidisseurs.

Le dimensionnement détaillé des assemblages fera l'objet d'une étude spécifique dans le chapitre consacré aux assemblages.

$$M_{Ed} = 808.6 \text{ kN.m}$$

Soit :

$$M_{Ed} = 808.6 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

Avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

On obtient :

$$W_{req} = \frac{808.6 \times 10^6}{275}$$

$$W_{req} = 2.94 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Le profilé retenu devra donc présenter un module plastique supérieur à cette valeur.

Choix préliminaire du profilé Les moments négatifs développés au niveau des appuis sont repris localement par les assemblages rigides renforcés de type PL4, constitués de platines boulonnées de grande hauteur associées à des raidisseurs de continuité.

Le module plastique minimal requis pour la section courante de la poutre est :

$$W_{req} = 2,94 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Une comparaison avec les caractéristiques des profilés laminés HEA disponibles montre que :

$$W_{pl,y}(HEA450) = 3216 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,y}(HEA500) = 3949 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Le profilé HEA450 satisfait la condition de résistance en flexion. Toutefois, afin d'améliorer la rigidité globale de la poutre et de limiter les déformations sous charges de service, le profilé suivant est retenu pour la suite de l'étude :

HEA500

Le choix définitif sera validé après les vérifications relatives :

- à la résistance en flexion ;
- à la résistance au cisaillement ;
- à la limitation des flèches ;
- à la stabilité au déversement.

Vérification de la flèche

La vérification des déformations est réalisée à l'état limite de service conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

La poutre principale est assimilée à une poutre bi-encastree soumise à une charge uniformément répartie.

Flèche admissible Pour les poutres principales supportant des planchers, la limitation de flèche retenue est :

$$f_{adm} = \frac{L}{300}$$

Avec :

$$L = 15,40 \text{ m} = 15400 \text{ mm}$$

D'où :

$$f_{adm} = \frac{15400}{300}$$

$$f_{adm} = 51,3 \text{ mm}$$

Charge de service La combinaison rare utilisée pour la vérification des déformations est :

$$q_{ELS} = 57,30 \text{ kN/m}$$

Soit :

$$q_{ELS} = 57,30 \text{ N/mm}$$

Caractéristiques du profilé retenu Le profilé adopté pour la poutre principale est :

$$\boxed{HEA500}$$

Les caractéristiques mécaniques utilisées sont :

$$I_y = 103700 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

Flèche maximale Pour une poutre bi-encastree soumise à une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$f_{max} = \frac{qL^4}{384EI}$$

Avec :

$$q = 57,30 \text{ N/mm}$$

$$L = 15400 \text{ mm}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$I = 103700 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

D'où :

$$f_{max} = \frac{57,30 \times 15400^4}{384 \times 210000 \times 103700 \times 10^4}$$

$$f_{max} = 38,7 \text{ mm}$$

Vérification La condition de vérification devient :

$$\frac{f_{max}}{f_{adm}} = \frac{38,7}{51,3} = 0,75$$

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

La flèche de la poutre principale est donc vérifiée à l'état limite de service.

Vérification de la résistance en flexion

La vérification de la résistance en flexion est réalisée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

La condition de résistance s'écrit :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

avec :

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

Pour le profilé retenu HEA500 :

$$W_{pl,y} = 3949 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

La résistance plastique en flexion devient :

$$M_{Rd} = \frac{3949 \times 10^3 \times 275}{10^6}$$

$$M_{Rd} = 1085,9 \text{ kN.m}$$

Le moment maximal positif en travée obtenu précédemment est :

$$M_{Ed} = 808,6 \text{ kN.m}$$

La condition de vérification devient :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{808,6}{1085,9} = 0,74$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

La résistance en flexion de la poutre principale est donc vérifiée.

Vérification à l'effort tranchant

La résistance plastique au cisaillement est déterminée conformément à l'Eurocode 3 par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

Pour le profilé HEA500 :

$$A_v = h_w \times t_w$$

Avec :

$$h_w = 468 \text{ mm}$$

$$t_w = 11 \text{ mm}$$

D'où :

$$A_v = 468 \times 11$$

$$A_v = 5148 \text{ mm}^2$$

La résistance plastique au cisaillement devient :

$$V_{pl,Rd} = \frac{5148 \times 275}{\sqrt{3}}$$

$$V_{pl,Rd} = 817,1 \text{ kN}$$

L'effort tranchant maximal obtenu précédemment est :

$$V_{Ed} = 630,3 \text{ kN}$$

La condition de vérification devient :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{630,3}{817,1} = 0,77$$

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

La résistance au cisaillement de la poutre principale est donc vérifiée.

Interaction flexion – effort tranchant

Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3, l'influence de l'effort tranchant sur la résistance en flexion doit être prise en compte lorsque l'effort tranchant appliqué dépasse la moitié de l'effort tranchant plastique résistant.

Deux cas sont alors distingués :

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$$

Dans ce cas, l'influence de l'effort tranchant sur la résistance en flexion peut être négligée et la condition de vérification reste :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Lorsque :

$$0,5 V_{pl,Rd} < V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

la résistance en flexion doit être réduite et la condition devient :

$$M_{Ed} \leq M_{V,Rd}$$

où :

- M_{Rd} : moment résistant plastique de la section ;
- $M_{V,Rd}$: moment résistant réduit sous l'effet du cisaillement.

Vérification de la condition Les valeurs obtenues précédemment sont :

$$V_{Ed} = 630,3 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 817,1 \text{ kN}$$

D'où :

$$0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \times 817,1 = 408,6 \text{ kN}$$

On obtient alors :

$$408,6 < V_{Ed} = 630,3 < 817,1$$

Le moment positif maximal est atteint au voisinage du milieu de travée, tandis que l'effort tranchant maximal est localisé au niveau des appuis.

Les valeurs maximales de flexion et de cisaillement ne sont donc pas simultanément atteintes dans une même section de la poutre.

L'interaction flexion – effort tranchant reste ainsi limitée dans le cas étudié.

La réduction de résistance obtenue reste liée à l'hypothèse d'une section simple non rigidifiée.

Dans le cas présent, la zone d'appui de la poutre principale est renforcée par :

- une platine rigide de grande hauteur ;
- des raidisseurs de continuité ;
- un assemblage boulonné renforcé.

Ces dispositions constructives permettent d'améliorer la transmission locale des efforts et de limiter les concentrations de contraintes au niveau de l'âme de la poutre.

L'interaction flexion – effort tranchant reste donc acceptable dans le cadre du pré-dimensionnement analytique adopté pour le portique administratif.

Vérification de la stabilité au déversement

Les poutres principales du portique administratif présentent une portée importante et sont sollicitées principalement en flexion suivant leur axe fort.

Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3, une vérification de la stabilité latérale au déversement doit être réalisée afin de s'assurer de la stabilité de la semelle comprimée.

Conditions de maintien latéral Dans le cas présent, les semelles comprimées des poutres principales sont maintenues latéralement par :

- les solives secondaires du plancher ;
- le plancher collaborant ;
- les liaisons transversales assurées entre les éléments du plancher.

Ces dispositions constructives permettent de réduire significativement le risque de déversement des poutres principales.

Longueur de déversement Le maintien latéral assuré par les solives secondaires permet de considérer une longueur de déversement réduite correspondant à l'entraxe des éléments secondaires.

La longueur de déversement retenue est :

$$L_b = 1,00\,m$$

Élancement latéral réduit Compte tenu :

- de la forte inertie du profilé HEA500 ;
- de la faible longueur de déversement ;
- du maintien continu assuré par le plancher collaborant ;

l'élancement latéral de la poutre reste faible.

La réduction de résistance liée au phénomène de déversement peut donc être considérée comme négligeable dans le cadre du pré-dimensionnement analytique.

Vérification La stabilité latérale des poutres principales est assurée grâce au maintien permanent des semelles comprimées par le système de plancher collaborant.

Le risque de déversement des poutres principales est donc considéré comme maîtrisé conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

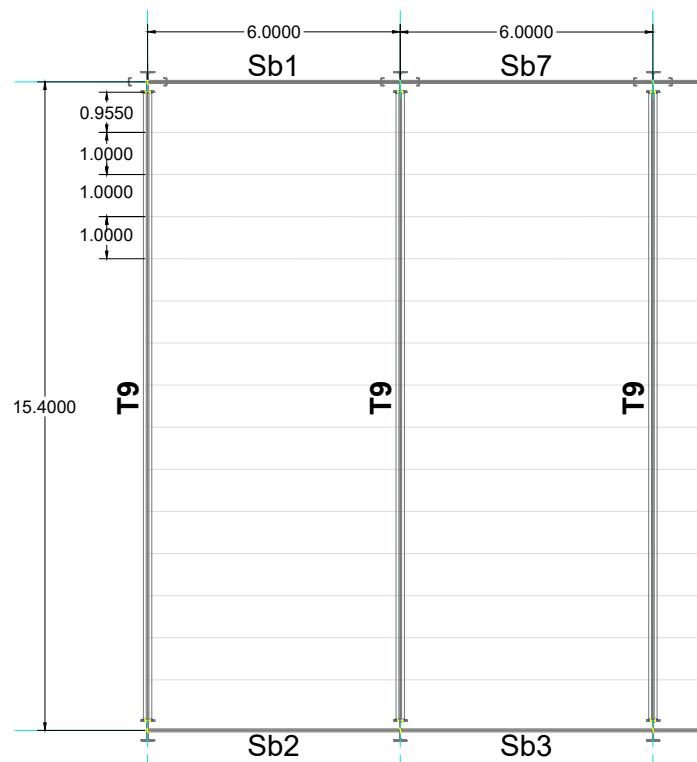


FIGURE 4.11 – Maintien latéral des poutres principales par le plancher collaborant

Conclusion

Les différentes vérifications réalisées conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 montrent que le profilé HEA500 retenu satisfait les conditions de résistance et de rigidité imposées pour les poutres principales du portique administratif.

Le maintien latéral assuré par le plancher collaborant permet également de limiter efficacement le risque de déversement des semelles comprimées.

Le profilé HEA500 est donc retenu pour la suite de l'étude du portique administratif.

4.3.5 Étude des traverses toiture

Les traverses toiture constituent les éléments porteurs principaux assurant la transmission des charges de couverture vers les poteaux du portique administratif. Elles supportent les pannes de toiture ainsi que les différentes actions gravitaires appliquées sur le versant de toiture.

Ces éléments participent directement à la rigidité globale de la structure et assurent la reprise des charges permanentes ainsi que des charges climatiques agissant sur la couverture métallique.

L'étude présentée dans cette partie concerne la traverse courante située entre les axes 3 et 8 du portique administratif, considérée comme représentative du comportement structural

des traverses de toiture de l'ouvrage.

Les traverses sont réalisées en profils laminés en acier S275 et reliées rigidement aux poteaux métalliques par des assemblages boulonnés renforcés.

Le dimensionnement est effectué conformément aux prescriptions des Eurocodes, principalement l'Eurocode 1 pour l'évaluation des actions et l'Eurocode 3 pour les vérifications de résistance et de stabilité des éléments métalliques.

L'étude comprend :

- l'évaluation des charges appliquées ;
- le pré-dimensionnement de la traverse ;
- la détermination des sollicitations internes ;
- les vérifications de résistance et de rigidité ;
- la vérification de la stabilité vis-à-vis du déversement.

Description de l'élément

L'étude porte sur la traverse courante de toiture située entre les axes 3 et 8 du portique administratif. Cette traverse est considérée comme représentative du comportement structural de l'ensemble des traverses principales de toiture de l'ouvrage.

Les traverses toiture assurent le support des pannes métalliques ainsi que la transmission des charges de couverture vers les poteaux principaux du portique.

Ces éléments sont disposés suivant la pente de la toiture et travaillent principalement en flexion sous l'effet des charges gravitaires appliquées sur la couverture métallique.

Les traverses sont réalisées à partir de profilés laminés en acier S275 et reliées rigidement aux poteaux métalliques par des assemblages boulonnés renforcés.

La figure suivante présente la traverse étudiée ainsi que sa position dans le portique administratif.

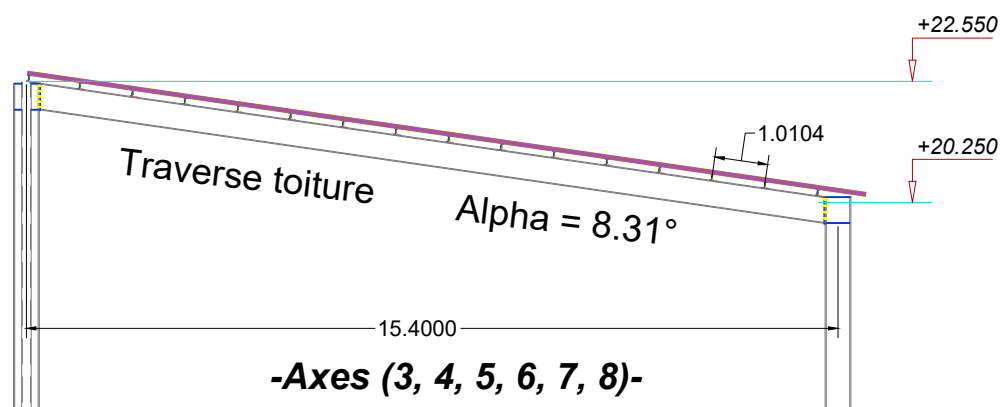


FIGURE 4.12 – Traverse toiture étudiée entre les axes 3 et 8

Les principales caractéristiques géométriques de la traverse étudiée sont données dans le tableau suivant.

TABLE 4.13 – Caractéristiques géométriques de la traverse toiture

Paramètre	Valeur	Unité
Nuance d'acier	S275	–
Portée horizontale entre axes	15,40	m
Pente de toiture	14,61	%
Angle de toiture	8,31	°
Portée inclinée réelle	15,56	m
Entraxe entre portiques	6,00	m
Entraxe des pannes	1,01	m
Type d'assemblage	Rigide	–

La portée réelle de la traverse est déterminée en tenant compte de l'inclinaison de la toiture :

$$L = \frac{L_h}{\cos(\alpha)}$$

avec :

$$L_h = 15,40 \text{ m}$$

$$\alpha = 8,31^\circ$$

D'où :

$$L = \frac{15,40}{\cos(8,31^\circ)}$$

$$L = 15,56 \text{ m}$$

Hypothèses de calcul

Les traverses toiture sont reliées rigidement aux poteaux du portique administratif par des assemblages boulonnés renforcés.

Les dispositions constructives adoptées au niveau des nœuds comprennent :

- des platines d'assemblage rigides ;
- des boulons disposés sur plusieurs rangées ;
- des raidisseurs de continuité ;
- des éléments de rigidification locale.

Ces dispositions permettent d'assurer une rigidité rotationnelle importante au niveau des assemblages poutre-poteau.

Le comportement réel du nœud se rapproche ainsi d'un encastrement semi-rigide à rigide.

Dans le cadre du pré-dimensionnement analytique, les traverses toiture sont assimilées à des poutres bi-encastées soumises à des charges uniformément réparties.

Les sollicitations internes sont déterminées à l'aide des relations classiques de la résistance des matériaux pour une poutre bi-encastée.

Le dimensionnement des traverses toiture est réalisé à partir de la combinaison de charges la plus défavorable à l'état limite ultime, dominée dans le cas présent par l'action de la neige.

La surcharge de maintenance n'est pas retenue comme action dimensionnante pour les traverses principales de toiture. Le dimensionnement est ainsi effectué sous la combinaison incluant la surcharge extrême de neige, plus défavorable dans le cas étudié.

Le dimensionnement détaillé des assemblages poutre-poteau sera présenté dans le chapitre consacré aux assemblages métalliques.

Évaluation des charges appliquées

Les traverses toiture supportent les charges transmises par les pannes métalliques ainsi que les différentes actions appliquées sur la couverture métallique.

Les charges prises en compte dans le dimensionnement comprennent :

- les charges permanentes ;
- les charges climatiques ;
- le poids propre estimé de la traverse métallique.

Les charges surfaciques sont transformées en charges linéaires appliquées sur la traverse à l'aide de l'entraxe des pannes.

Charges permanentes Les charges permanentes considérées dans l'étude comprennent :

- le poids propre de la couverture ;
- le poids propre des pannes métalliques ;
- les accessoires de toiture ;
- le poids propre estimé de la traverse métallique.

Les charges permanentes surfaciques retenues sont données dans le tableau suivant.

TABLE 4.14 – Charges permanentes appliquées sur la toiture

Élément	Valeur	Unité
Couverture	0.17	kN/m ²
Poids des pannes	0.15	kN/m ²
Accessoires de toiture	0.05	kN/m ²
Poids propre estimé de la traverse	0.10	kN/m ²
Total	0.47	kN/m ²

Le poids propre de la traverse métallique est estimé dans le cadre du pré-dimensionnement à partir des valeurs usuelles de la littérature pour les traverses métalliques de toiture.

Charges variables Les charges variables appliquées sur les traverses toiture correspondent principalement aux actions climatiques agissant sur la couverture métallique.

Dans le cas présent, le dimensionnement des traverses principales est réalisé sous l'action de la neige, considérée comme l'action variable prépondérante.

La surcharge de maintenance n'est pas retenue comme action dimensionnante pour les traverses principales de toiture. Cette action est généralement prise en compte pour le dimensionnement des pannes métalliques.

Conformément aux prescriptions du RNV99 modifié 2013, la charge de neige normale sur toiture est :

$$S_n = 0.73 \text{ kN/m}^2$$

Le pré-dimensionnement des traverses est effectué en considérant la surcharge extrême de neige donnée par :

$$S_e = \frac{5}{3} S_n$$

Application numérique :

$$S_e = \frac{5}{3} \times 0.73$$

$$S_e = 1.22 \text{ kN/m}^2$$

Transformation des charges surfaciques en charges linéaires Les traverses toiture reprennent les charges correspondant à une bande de toiture de largeur égale à l'entraxe entre portiques :

$$e_p = 6 \text{ m}$$

Charge linéaire permanente La charge linéaire permanente devient :

$$q_G = G \times e_p$$

Application numérique :

$$q_G = 0.47 \times 6$$

$$q_G = 2,82 \text{ kN/m}$$

Charge linéaire de neige La charge linéaire de neige devient :

$$q_S = S_e \times e_p$$

Application numérique :

$$q_S = 1,22 \times 6$$

$$q_S = 7,32 \text{ kN/m}$$

Combinaisons de charges

Les sollicitations internes dans les traverses toiture sont déterminées à partir des combinaisons de charges les plus défavorables conformément aux prescriptions de l'Eurocode 0.

Combinaison à l'état limite ultime (ELU) Dans le cas présent, la combinaison de dimensionnement est établie en considérant la surcharge extrême de neige. Cette action exceptionnelle étant déjà majorée, aucun coefficient supplémentaire n'est appliqué à la charge de neige.

$$q_{ELU} = 1,35 q_G + q_S$$

Application numérique :

$$q_{ELU} = 1,35 \times 2,28 + 7,32$$

$$q_{ELU} = 11,13 \text{ kN/m}$$

Combinaison à l'état limite de service (ELS) La combinaison de service utilisée pour la vérification de la flèche est :

$$q_{ELS} = q_G + q_S$$

Application numérique :

$$q_{ELS} = 2,28 + 7,32$$

$$q_{ELS} = 9,60 \text{ kN/m}$$

Les effets du vent ne constituent pas le cas de charge dimensionnant pour les traverses toiture dans le cas étudié. Les sollicitations les plus défavorables sont obtenues sous l'action des charges gravitaires combinées à la surcharge extrême de neige.

Les actions du vent sont principalement prises en compte dans l'étude de la stabilité globale du portique et des systèmes de contreventement.

Calcul des sollicitations

Les sollicitations internes dans la traverse toiture sont déterminées à partir des relations classiques de la résistance des matériaux en assimilant la traverse à une poutre bi-encastée soumise à une charge uniformément répartie.

Le chargement retenu correspond à la combinaison de dimensionnement la plus défavorable dominée par la surcharge extrême de neige :

$$q_{ELU} = 11.13 \text{ kN/m}$$

La portée horizontale entre axes des poteaux est égale à :

$$L = 15.40 \text{ m}$$

La figure suivante présente le schéma statique adopté pour le calcul des sollicitations internes.

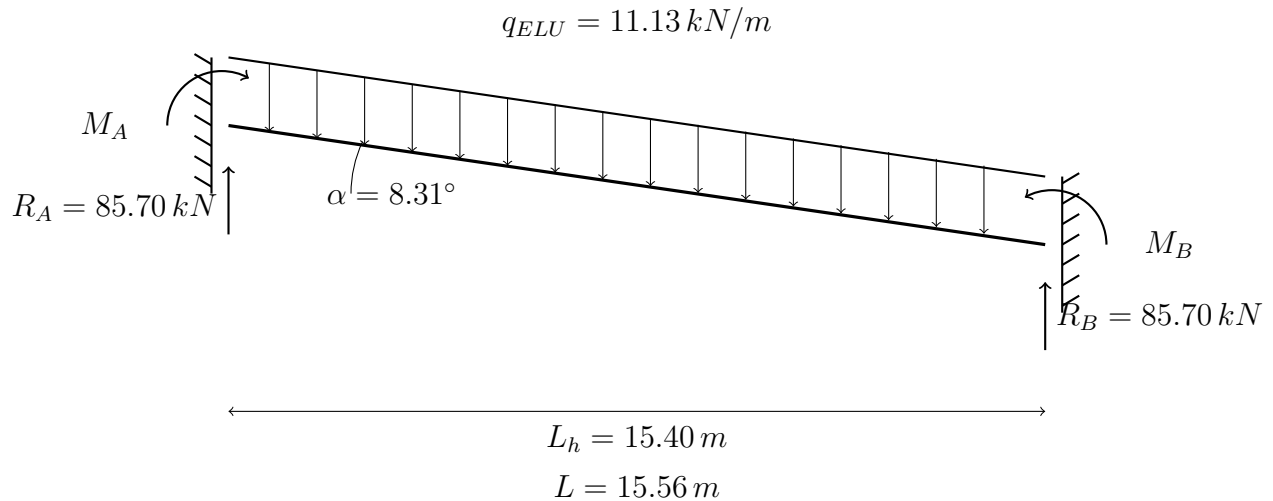


FIGURE 4.13 – Schéma statique adopté pour la traverse toiture

Réactions d'appuis La traverse étant symétrique et soumise à une charge uniformément répartie, les réactions verticales aux appuis sont identiques.

La charge totale appliquée sur la traverse est donnée par :

$$Q = q_{ELU} \times L$$

Application numérique :

$$Q = 11.13 \times 15.40$$

$$Q = 171.40 \text{ kN}$$

Les réactions d'appuis deviennent alors :

$$R_A = R_B = \frac{Q}{2}$$

Application numérique :

$$R_A = R_B = \frac{171.40}{2}$$

$$R_A = R_B = 85.70 \text{ kN}$$

Moments fléchissants La traverse toiture est assimilée à une poutre bi-encastree soumise à une charge uniformément répartie.

Le moment négatif maximal au niveau des appuis est donné par :

$$M_{appui} = \frac{q_{ELU} L^2}{12}$$

Application numérique :

$$M_{appui} = \frac{11.13 \times 15.40^2}{12}$$

$$M_{appui} = 219.90 \text{ kN.m}$$

Le moment positif maximal en travée devient :

$$M_{trave} = \frac{q_{ELU} L^2}{24}$$

Application numérique :

$$M_{trave} = \frac{11.13 \times 15.40^2}{24}$$

$$M_{trave} = 109.95 \text{ kN.m}$$

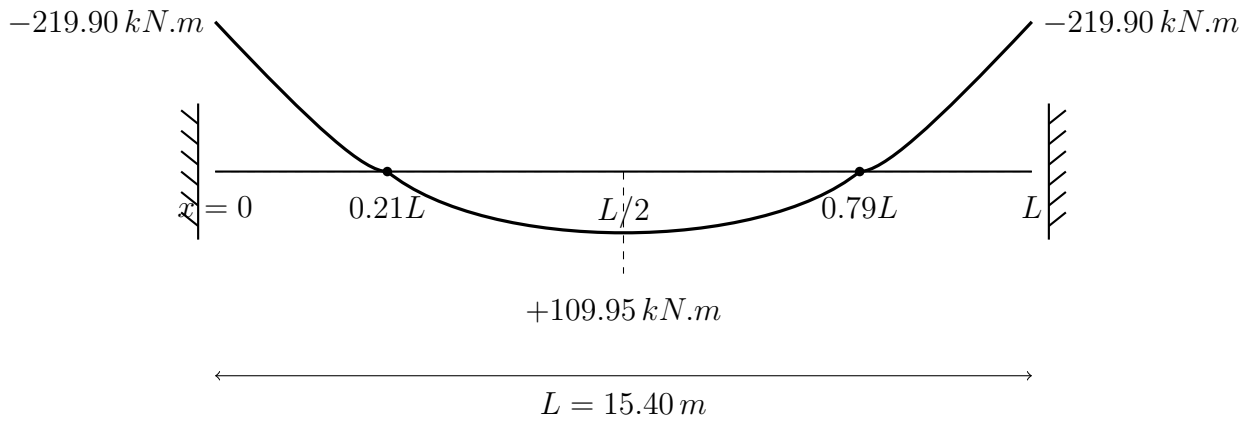


FIGURE 4.14 – Diagramme du moment fléchissant de la traverse toiture

Effort tranchant maximal L'effort tranchant maximal se développe au niveau des appuis et est égal à :

$$V_{max} = R_A$$

$$V_{max} = 85.70 \text{ kN}$$

Les diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants sont présentés sur la figure suivante.

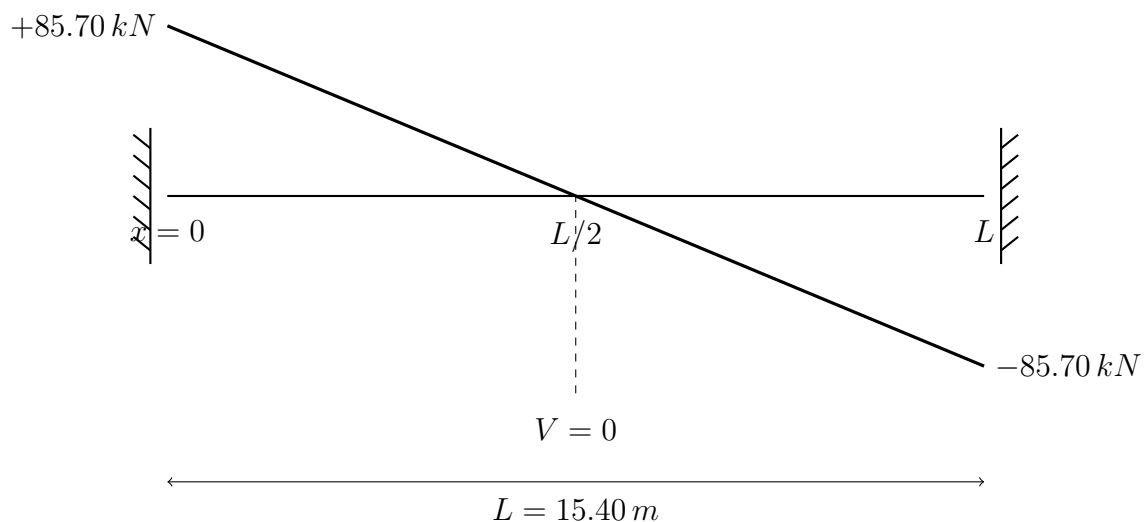


FIGURE 4.15 – Diagramme de l'effort tranchant de la traverse toiture

Pré-dimensionnement de la traverse toiture

Le pré-dimensionnement de la traverse toiture est réalisé à partir du critère de rigidité imposé par la limitation de la flèche.

Pour les traverses métalliques de toiture, la flèche admissible est limitée conformément aux recommandations usuelles à :

$$f_{adm} = \frac{L}{200}$$

avec :

$$L = 15400 \text{ mm}$$

D'où :

$$f_{adm} = \frac{15400}{200}$$

$$f_{adm} = 77 \text{ mm}$$

La traverse toiture est assimilée à une poutre bi-encastree soumise à une charge uniformément répartie correspondant à la combinaison de service :

$$q_{ELS} = 10.14 \text{ kN/m}$$

La flèche maximale d'une poutre bi-encastree est donnée par :

$$f_{max} = \frac{qL^4}{384EI}$$

Le moment d'inertie minimal nécessaire est alors obtenu par :

$$I_{req} = \frac{qL^4}{384Ef_{adm}}$$

Application numérique :

$$I_{req} = \frac{10.14 \times 15.4^4 \times 10^{12}}{384 \times 210000 \times 77}$$

$$I_{req} = 9.20 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Le profilé laminé immédiatement supérieur satisfaisant cette condition est :

$$\boxed{IPE \ 500}$$

Les principales caractéristiques géométriques du profil retenu sont données dans le tableau suivant.

TABLE 4.15 – Caractéristiques géométriques du profilé IPE500

Caractéristique	Valeur	Unité
Hauteur totale h	500	mm
Largeur des ailes b	200	mm
Épaisseur de l'âme t_w	10.2	mm
Épaisseur des ailes t_f	16	mm
Moment d'inertie I_y	92820×10^4	mm ⁴
Module plastique $W_{pl,y}$	2194×10^3	mm ³
Poids linéique	90.7	kg/m

Le moment d'inertie du profil retenu est supérieur au moment d'inertie minimal requis :

$$I_y > I_{req}$$

$$9.282 \times 10^8 > 9.20 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Le profilé IPE500 est donc retenu pour la suite des vérifications.

Vérification en flexion

Vérification en travée La vérification en flexion de la traverse toiture est effectuée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Le moment fléchissant maximal développé en travée est :

$$M_{Ed} = 109.95 \text{ kN.m}$$

La résistance plastique de la section est donnée par :

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

avec :

- $W_{pl,y} = 2194 \times 10^3 \text{ mm}^3$;
- $f_y = 275 \text{ MPa}$;
- $\gamma_{M0} = 1.0$.

Application numérique :

$$M_{pl,Rd} = \frac{2194 \times 10^3 \times 275}{10^6}$$

$$M_{pl,Rd} = 603.35 \text{ kN.m}$$

La condition de résistance en flexion devient :

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$$

$$109.95 \leq 603.35 \text{ kN.m}$$

La condition est largement vérifiée.

Le profilé IPE500 satisfait donc les exigences de résistance en flexion imposées pour la traverse toiture.

Vérification aux appuis La section de la traverse toiture est également vérifiée au niveau des appuis, où se développent les moments négatifs maximaux sous l'effet du comportement bi-encasté de la traverse.

Le moment fléchissant maximal au niveau des appuis est :

$$M_{appui} = 219.90 \text{ kN.m}$$

La résistance plastique de la section retenue est donnée par :

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

avec :

- $W_{pl,y} = 2194 \times 10^3 \text{ mm}^3$;
- $f_y = 275 \text{ MPa}$;
- $\gamma_{M0} = 1.0$.

Application numérique :

$$M_{pl,Rd} = \frac{2194 \times 10^3 \times 275}{10^6}$$

$$M_{pl,Rd} = 603.35 \text{ kN.m}$$

La condition de résistance devient alors :

$$M_{appui} \leq M_{pl,Rd}$$

$$219.90 \leq 603.35 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée.

Le profilé IPE500 présente donc une résistance suffisante pour reprendre les moments négatifs développés au niveau des appuis.

Les effets locaux liés à la transmission des efforts au niveau des nœuds rigides seront étudiés dans le chapitre consacré aux assemblages métalliques.

Vérification à l'effort tranchant

Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3, la résistance plastique au cisaillement de la section est donnée par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

où :

- A_v : aire de cisaillement de l'âme ;
- $f_y = 275 \text{ MPa}$;
- $\gamma_{M0} = 1.0$.

Pour le profilé IPE500, l'aire de cisaillement de l'âme est déterminée par :

$$A_v = h_w \times t_w$$

avec :

- $h_w = 500 - 2 \times 16 = 468 \text{ mm}$;
- $t_w = 10.2 \text{ mm}$.

D'où :

$$A_v = 468 \times 10.2$$

$$A_v = 4773.6 \text{ mm}^2$$

La résistance plastique au cisaillement devient :

$$V_{pl,Rd} = \frac{4773.6 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3}$$

$$V_{pl,Rd} = 757.8 \text{ kN}$$

L'effort tranchant maximal développé au niveau des appuis est :

$$V_{Ed} = 85.70 \text{ kN}$$

La condition de résistance au cisaillement devient :

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

$$85.70 \leq 757.8 \text{ kN}$$

La condition est largement vérifiée.

Le profilé IPE500 présente donc une résistance suffisante vis-à-vis de l'effort tranchant.

Interaction flexion – effort tranchant

Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3, l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant peut être négligée lorsque :

$$V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$$

La résistance plastique au cisaillement précédemment déterminée est :

$$V_{pl,Rd} = 757.8 \text{ kN}$$

D'où :

$$0.5 V_{pl,Rd} = 0.5 \times 757.8$$

$$0.5 V_{pl,Rd} = 378.9 \text{ kN}$$

L'effort tranchant maximal développé dans la traverse est :

$$V_{Ed} = 85.70 \text{ kN}$$

La condition devient alors :

$$85.70 \leq 378.9 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

L'influence de l'effort tranchant sur la résistance en flexion peut donc être négligée.

La résistance plastique de la section en flexion reste ainsi inchangée.

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est effectuée sous la combinaison de service conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

La charge uniformément répartie appliquée sur la traverse sous la combinaison de service est :

$$q_{ELS} = 10.14 \text{ kN/m}$$

La traverse toiture est assimilée à une poutre bi-encastree soumise à une charge uniformément répartie.

La flèche maximale est donnée par :

$$f_{max} = \frac{q_{ELS} L^4}{384 EI}$$

avec :

- $L = 15400 \text{ mm}$;
- $E = 210000 \text{ MPa}$;
- $I_y = 9.282 \times 10^8 \text{ mm}^4$.

Application numérique :

$$f_{max} = \frac{10.14 \times 15400^4}{384 \times 210000 \times 9.282 \times 10^8}$$

$$f_{max} = 76.3 \text{ mm}$$

La flèche admissible retenue pour les traverses de toiture est :

$$f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_{adm} = \frac{15400}{200}$$

$$f_{adm} = 77 \text{ mm}$$

La condition de rigidité devient :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$76.3 \leq 77 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée.

Le profilé IPE500 présente donc une rigidité suffisante vis-à-vis des limitations de déformation imposées pour les traverses toiture.

Vérification du déversement

Le déversement correspond à un phénomène d'instabilité latérale pouvant apparaître dans les poutres métalliques fléchies lorsque la semelle comprimée n'est pas maintenue latéralement.

Dans le cas présent, les traverses toiture sont maintenues latéralement par :

- les pannes métalliques ;
- le système de couverture ;
- les liaisons transversales assurées au niveau de la toiture.

Ces éléments assurent un maintien latéral efficace de la semelle comprimée et limitent les déplacements transversaux de la traverse.

La figure suivante illustre le principe de maintien latéral des traverses toiture.

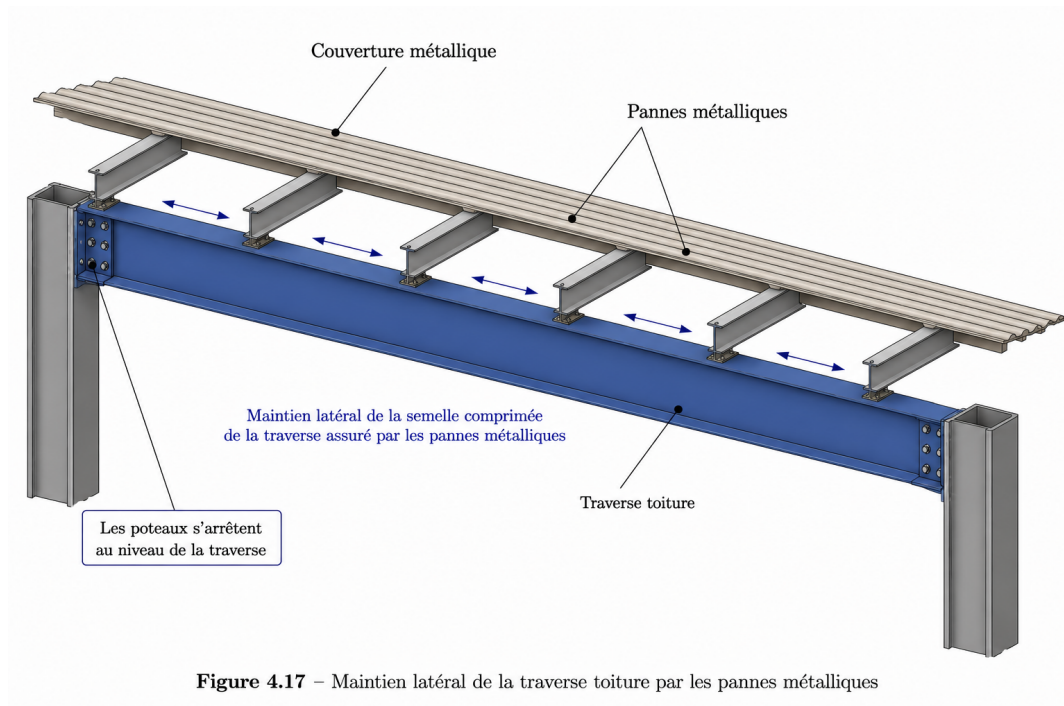


FIGURE 4.16 – Maintien latéral de la traverse toiture assuré par les pannes métalliques

Compte tenu de ce maintien latéral continu, le risque de déversement de la traverse peut être négligé.

Le profilé IPE500 satisfait donc les conditions de stabilité vis-à-vis du déversement.

Conclusion

L'étude des traverses toiture du portique administratif a été réalisée conformément aux prescriptions des Eurocodes en considérant les charges permanentes ainsi que la surcharge extrême de neige comme action dimensionnante.

Le pré-dimensionnement de la traverse a été effectué à partir du critère de rigidité imposé par la limitation de la flèche. Cette approche a conduit au choix d'un profilé laminé de type IPE500 en acier S275.

Les différentes vérifications réalisées montrent que le profilé retenu satisfait :

- les conditions de résistance en flexion en travée et aux appuis ;
- les conditions de résistance au cisaillement ;
- les exigences de rigidité imposées par la limitation des déformations ;
- les conditions de stabilité vis-à-vis du déversement.

Le profilé IPE500 est donc retenu pour la suite de l'étude du portique administratif.

4.3.6 Étude du poteau principal P5

Le poteau principal P5 constitue l'un des éléments porteurs majeurs du bâtiment administratif. Il assure la transmission des charges verticales provenant des différents niveaux

ainsi que des éléments de toiture vers les fondations, tout en participant à la stabilité globale du portique métallique.

Les assemblages poutre-poteau étant considérés rigides, le poteau est également sollicité localement par les moments transmis au niveau des nœuds structuraux. Afin d'assurer une transmission correcte de ces efforts, des zones nodales renforcées par des raidisseurs sont prévues au droit des assemblages.

L'étude présentée dans cette section porte sur la détermination des sollicitations appliquées au poteau P5, le pré-dimensionnement de sa section, la vérification de sa stabilité vis-à-vis du flambement ainsi que le contrôle de la zone nodale renforcée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Description de l'élément étudié

Le poteau étudié correspond au poteau principal intérieur P5 du bâtiment administratif. Il constitue l'un des principaux éléments porteurs de l'ossature métallique et assure la transmission des charges provenant des différents niveaux du bâtiment vers les fondations.

Le poteau reprend les réactions verticales des traverses principales de plancher ainsi que les efforts transmis par la traverse de toiture. Les assemblages poutre-poteau sont considérés rigides, ce qui permet la transmission des moments fléchissants au niveau des nœuds du portique.

Le système structural adopté est constitué d'un profilé laminé de type HEA500 assurant la reprise des efforts de compression et la stabilité globale de l'ouvrage. Les moments transmis par les traverses sont repris localement au niveau des assemblages grâce à des zones nodales renforcées par des raidisseurs, permettant d'assurer une diffusion progressive des efforts dans le poteau.

Le poteau présente une hauteur totale composée de plusieurs tronçons correspondant aux différents niveaux du bâtiment :

— hauteur RDC – Niveau 1 :

$$h_1 = 5.85 \text{ m}$$

— hauteur Niveau 1 – Niveau 2 :

$$h_2 = 4.80 \text{ m}$$

— hauteur Niveau 2 – Niveau 3 :

$$h_3 = 4.80 \text{ m}$$

— hauteur Niveau 3 – toiture :

$$h_4 = 3.30 \text{ m}$$

La hauteur totale du poteau est donc égale à :

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

$$H = 18.75 \text{ m}$$

Le pied du poteau est considéré parfaitement encastré au niveau des fondations, tandis que les traverses de plancher assurent son maintien latéral à chaque niveau. La stabilité longitudinale de l'ouvrage est assurée par les systèmes de contreventement étudiés précédemment.

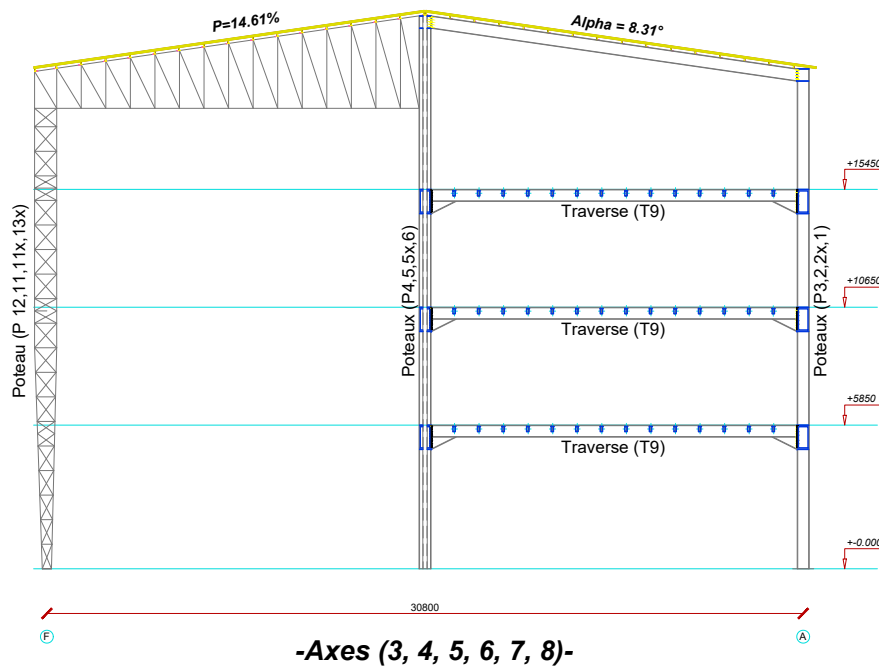


FIGURE 4.17 – Position du poteau principal P5 dans le portique administratif

Hypothèses de calcul

Le dimensionnement du poteau principal P5 est réalisé conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 relatives au calcul des structures métalliques.

Les hypothèses retenues pour l'étude sont les suivantes :

- nuance d'acier :

$$S275 \quad (f_y = 275 \text{ MPa})$$

- module d'élasticité :

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

- coefficient de Poisson :

$$\nu = 0.30$$

- les assemblages poutre–poteau sont considérés rigides ;
- le pied du poteau est supposé parfaitement encastré au niveau des fondations ;
- les traverses de plancher assurent le maintien latéral du poteau à chaque niveau ;
- la stabilité longitudinale de la structure est assurée par les systèmes de contreventement ;
- les moments transmis par les traverses sont repris localement au niveau de zones nodales renforcées par des raidisseurs ;
- les vérifications sont effectuées à l'état limite ultime (ELU) ;
- les effets du second ordre sont négligés dans le cadre du pré-dimensionnement.

La vérification du poteau porte principalement sur sa résistance à la compression ainsi que sur sa stabilité vis-à-vis du flambement. Les sollicitations locales générées par les moments transmis aux assemblages sont étudiées séparément au niveau des zones nodales renforcées.

Conditions de flambement La stabilité du poteau est étudiée sur le tronçon le plus défavorable situé entre le rez-de-chaussée et le premier étage. Compte tenu de l'encastrement du pied du poteau, de la rigidité des assemblages poutre–poteau et des maintiens assurés par les traverses de plancher, les vérifications de flambement seront réalisées conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Évaluation des charges appliquées

Les sollicitations appliquées au poteau principal P5 sont déterminées à partir des réactions transmises par les traverses principales de plancher ainsi que par la traverse de toiture sous les combinaisons de charges à l'état limite ultime (ELU).

L'étude suivante a pour objectif de déterminer l'effort normal de compression de calcul utilisé pour le dimensionnement du poteau.

Charges transmises par les traverses de plancher Les traverses principales de plancher sont modélisées comme des poutres bi-encastées de portée :

$$L = 15.40 \text{ m}$$

Les charges appliquées sur les traverses comprennent :

- les charges permanentes des planchers ;
- les surcharges d'exploitation.

Les charges linéaires de calcul retenues sont :

$$q_G = 27.30 \text{ kN/m}$$

$$q_Q = 30.00 \text{ kN/m}$$

La combinaison fondamentale à l'état limite ultime devient :

$$q_{ELU} = 1.35 q_G + 1.50 q_Q$$

Application numérique :

$$q_{ELU} = 1.35 \times 27.30 + 1.50 \times 30.00$$

$$q_{ELU} = 81.86 \text{ kN/m}$$

Les réactions transmises au poteau par chaque traverse principale de plancher sont les suivantes :

$$V_{plancher} = 630.30 \text{ kN}$$

$$M_{plancher} = 1617.20 \text{ kN.m}$$

Ces efforts sont transmis au poteau au niveau des nœuds rigides poutre-poteau. Les moments fléchissants transmis par les traverses principales sont repris localement par les panneaux rigidifiés disposés au niveau des nœuds poutre-poteau.

Charges transmises par la traverse de toiture La traverse de toiture est modélisée comme une poutre bi-encastée soumise aux charges permanentes de couverture ainsi qu'à la charge de neige.

Les sollicitations transmises au poteau par la traverse de toiture sont les suivantes :

$$V_{toiture} = 85.70 \text{ kN}$$

$$M_{toiture} = 219.90 \text{ kN.m}$$

Descente de charges verticale L'effort normal de compression appliqué au poteau est obtenu par cumul des réactions verticales transmises par les différents niveaux.

TABLE 4.16 – Descente de charges verticale du poteau P5

Niveau	Charge verticale (kN)	Effort cumulé (kN)
Toiture	85.70	85.70
Niveau 3	630.30	716.00
Niveau 2	630.30	1346.30
Niveau 1	630.30	1976.60

L'effort normal maximal appliqué à la base du poteau devient alors :

$$N_{Ed} = 1976.60 \text{ kN}$$

Détermination des sollicitations de calcul

Les sollicitations appliquées au poteau principal P5 sont déterminées à partir des réactions transmises par les traverses principales de plancher et par la traverse de toiture sous les combinaisons de charges à l'état limite ultime.

Effort normal de calcul L'effort normal maximal correspond au cumul des réactions verticales transmises par l'ensemble des niveaux du bâtiment administratif.

La descente de charges effectuée précédemment conduit à :

$$N_{Ed} = 1976.60 \text{ kN}$$

Cet effort constitue la sollicitation principale utilisée pour le dimensionnement du poteau.

Moments transmis aux assemblages Les assemblages poutre-poteau étant considérés rigides, les traverses transmettent des moments fléchissants au niveau des nœuds du portique.

Les moments transmis par les traverses principales de plancher sont égaux à :

$$M_{plancher} = 1617.20 \text{ kN.m}$$

Le moment transmis par la traverse de toiture est :

$$M_{toiture} = 219.90 \text{ kN.m}$$

Ces sollicitations sont reprises localement au niveau des zones nodales renforcées disposées au droit des assemblages poutre-poteau.

Dans la suite de l'étude, le dimensionnement global du poteau est effectué à partir de l'effort normal de compression, tandis que les effets locaux induits par les moments transmis aux assemblages sont examinés séparément au niveau des panneaux nodaux renforcés.

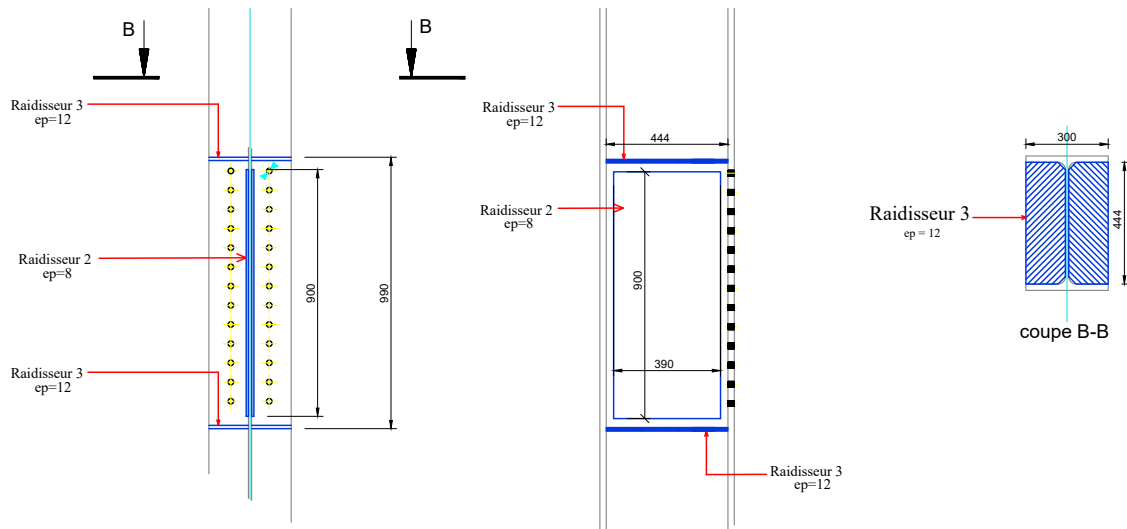


FIGURE 4.18 – Disposition des raidisseurs au niveau de la zone nodale renforcée

Pré-dimensionnement de la section du poteau

Le pré-dimensionnement du poteau principal P5 est effectué à partir de l'effort normal de compression obtenu précédemment sous la combinaison fondamentale à l'état limite ultime.

L'effort de calcul appliqué au poteau est :

$$N_{Ed} = 1976.60 \text{ kN}$$

La résistance plastique d'une section comprimée est donnée par :

$$N_{Ed} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

La section minimale nécessaire est alors obtenue par :

$$A_{min} = \frac{N_{Ed} \gamma_{M0}}{f_y}$$

avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

Application numérique :

$$A_{min} = \frac{1976.60 \times 10^3}{275}$$

$$A_{min} = 7188 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 71.9 \text{ cm}^2$$

Cette valeur représente la section minimale théorique nécessaire pour reprendre l'effort de compression appliqué au poteau.

Toutefois, le choix définitif du profilé doit également tenir compte des exigences de stabilité, de rigidité et des conditions de flambement liées à la hauteur importante de l'élément.

Afin de satisfaire ces exigences, le profilé suivant est retenu pour les vérifications :

HEA500

Les principales caractéristiques géométriques du profilé sont résumées dans le tableau suivant.

TABLE 4.17 – Caractéristiques géométriques du profilé HEA500

Désignation	HEA500
Nuance d'acier	S275
Aire de la section A	178 cm^2
Hauteur totale h	490 mm
Largeur des ailes b	300 mm

La section retenue est largement supérieure à la section minimale requise :

$$A = 178 \text{ cm}^2 > A_{min} = 71.9 \text{ cm}^2$$

Le profilé HEA500 est donc retenu pour la vérification de la stabilité globale du poteau.

Vérification au flambement

La stabilité du poteau est vérifiée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3. La vérification est réalisée sur le tronçon le plus défavorable situé entre le rez-de-chaussée et le premier étage.

La hauteur du tronçon étudié est :

$$L = 5.85 \text{ m}$$

Compte tenu de l'encastrement du pied du poteau et de la rigidité des assemblages poutre-poteau, le tronçon est assimilé à un élément bi-encasté.

La longueur de flambement est alors prise égale à :

$$L_{cr} = 0.7 L$$

$$L_{cr} = 0.7 \times 5.85$$

$$L_{cr} = 4.10 \text{ m}$$

$$L_{cr} = 4100 \text{ mm}$$

Élancement mécanique Pour le profilé HEA500 :

$$A = 17800 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 6.97 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Le rayon de giration vaut :

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$i = \sqrt{\frac{6.97 \times 10^8}{17800}}$$

$$i = 197.9 \text{ mm}$$

L'élancement mécanique devient :

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$$

$$\lambda = \frac{4100}{197.9}$$

$$\lambda = 20.7$$

Élancement réduit L'élancement réduit est calculé par :

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}}$$

avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

On obtient :

$$\bar{\lambda} = 20.7 \sqrt{\frac{275}{\pi^2 \times 210000}}$$

$$\bar{\lambda} = 0.24$$

Coefficient de réduction Pour un profil laminé de type HEA, la courbe de flambement (b) est adoptée :

$$\alpha = 0.34$$

Le coefficient intermédiaire est :

$$\Phi = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = 0.66$$

Le coefficient de réduction devient :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi = 0.97$$

Résistance au flambement La résistance de calcul au flambement est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec :

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

On obtient :

$$N_{b,Rd} = \frac{0.97 \times 17800 \times 275}{1000}$$

$$N_{b,Rd} = 4744.6 \text{ kN}$$

Vérification

$$N_{Ed} = 1976.60 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 4744.6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < N_{b,Rd}$$

La vérification au flambement est donc satisfaite. Le profilé HEA500 présente une résistance suffisante vis-à-vis des phénomènes d'instabilité sous les sollicitations de compression appliquées au poteau principal P5.

Vérification de la zone nodale renforcée

Les assemblages poutre-poteau du portique administratif étant considérés rigides, les moments transmis par les traverses sont repris localement au niveau d'une zone nodale renforcée constituée de raidisseurs transversaux et longitudinaux. Cette zone est assimilée à une section métallique reconstituée dont les caractéristiques géométriques sont déterminées afin de vérifier sa résistance sous le moment transmis par la traverse principale.

La section équivalente prise en compte est constituée des deux raidisseurs transversaux jouant le rôle des ailes de la section reconstituée ainsi que de l'âme du HEA500 renforcée par deux raidisseurs longitudinaux soudés de part et d'autre de celle-ci.

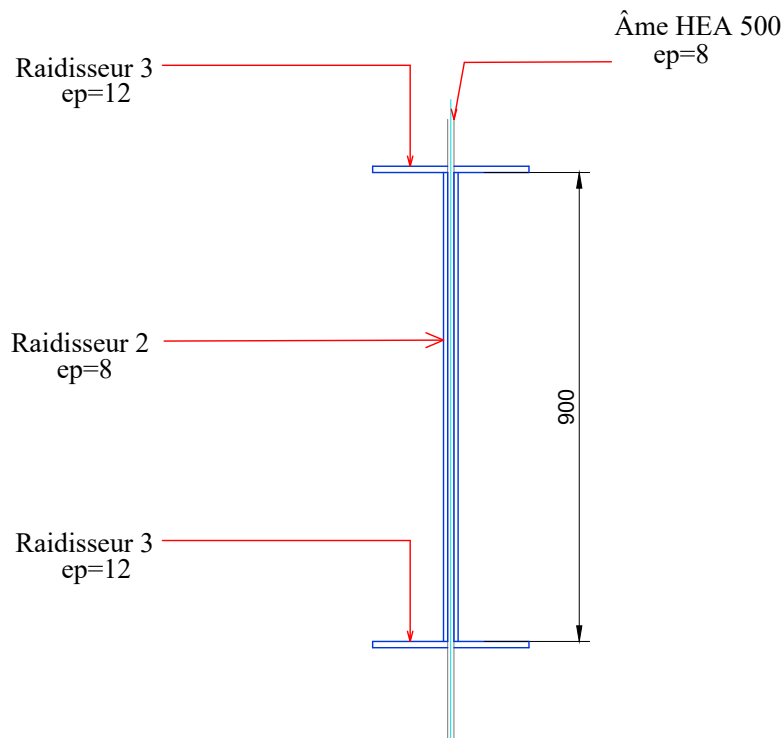


FIGURE 4.19 – Disposition des raidisseurs et géométrie de la zone nodale renforcée

La hauteur totale de la zone rigidifiée est prise égale à :

$$h = 900 \text{ mm}$$

Les raidisseurs transversaux présentent les dimensions suivantes :

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 12 \text{ mm}$$

L'âme résistante du panneau rigidifié est constituée de l'âme du HEA500 associée aux deux raidisseurs longitudinaux.

L'épaisseur équivalente de l'âme devient :

$$t_{eq} = t_w + 2t_r$$

Avec :

$$t_w = 11.5 \text{ mm}$$

$$t_r = 8 \text{ mm}$$

D'où :

$$t_{eq} = 11.5 + 2 \times 8$$

$$t_{eq} = 27.5 \text{ mm}$$

Caractéristiques géométriques du panneau rigidifié L'aire d'une aile équivalente vaut :

$$A_f = b_f t_f$$

Application numérique :

$$A_f = 300 \times 12$$

$$A_f = 3600 \text{ mm}^2$$

L'aire de l'âme équivalente devient :

$$A_w = t_{eq} h$$

Application numérique :

$$A_w = 27.5 \times 900$$

$$A_w = 24750 \text{ mm}^2$$

L'aire totale de la section équivalente vaut alors :

$$A_{eq} = 2A_f + A_w$$

Application numérique :

$$A_{eq} = 2 \times 3600 + 24750$$

$$A_{eq} = 31950 \text{ mm}^2$$

Compte tenu de la symétrie de la section, l'axe neutre est situé au milieu de la hauteur du panneau rigidifié.

La distance maximale à la fibre extrême devient :

$$y_{max} = \frac{h}{2}$$

$$y_{max} = 450 \text{ mm}$$

Moment d'inertie du panneau rigidifié L'inertie des ailes est calculée à l'aide du théorème de Huygens.

Pour une aile :

$$I_f = \frac{b_f t_f^3}{12} + A_f d^2$$

Avec :

$$d = \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2}$$

Application numérique :

$$d = 450 - 6$$

$$d = 444 \text{ mm}$$

L'inertie d'une aile devient :

$$I_f = \frac{300 \times 12^3}{12} + 3600 \times 444^2$$

$$I_f = 709.7 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Pour les deux ailes :

$$I_{2f} = 2I_f$$

$$I_{2f} = 1419.4 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

L'inertie de l'âme équivalente devient :

$$I_w = \frac{t_{eq} h^3}{12}$$

Application numérique :

$$I_w = \frac{27.5 \times 900^3}{12}$$

$$I_w = 1670.6 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Le moment d'inertie total du panneau rigidifié devient :

$$I_{eq} = I_{2f} + I_w$$

Application numérique :

$$I_{eq} = 1419.4 \times 10^6 + 1670.6 \times 10^6$$

$$I_{eq} = 3090 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Module de flexion Le module de flexion élastique du panneau rigidifié devient :

$$W_{eq} = \frac{I_{eq}}{y_{max}}$$

Application numérique :

$$W_{eq} = \frac{3090 \times 10^6}{450}$$

$$W_{eq} = 6866.7 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Vérification sous le moment transmis Le moment maximal transmis par la traverse principale vaut :

$$M_{Ed} = 1617.20 \text{ kN.m}$$

La contrainte normale maximale de flexion dans le panneau rigidifié devient :

$$\sigma_{max} = \frac{M_{Ed}}{W_{eq}}$$

Application numérique :

$$\sigma_{max} = \frac{1617.2 \times 10^6}{6866.7 \times 10^3}$$

$$\sigma_{max} = 235.5 \text{ MPa}$$

La résistance de calcul de l'acier S275 vaut :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

La condition de résistance devient :

$$\sigma_{max} \leq f_y$$

Soit :

$$235.5 < 275$$

La vérification est satisfaite. La zone nodale renforcée présente une résistance suffisante pour assurer la transmission du moment fléchissant au niveau de l'assemblage poutre-poteau.

Conclusion

L'étude du poteau principal P5 a permis de déterminer les sollicitations de calcul transmises par les différents niveaux du bâtiment administratif. Le pré-dimensionnement a conduit au choix d'un profilé HEA500, dont la résistance et la stabilité ont été vérifiées conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Les vérifications réalisées montrent que le profil retenu satisfait les conditions de résistance à la compression et de stabilité au flambement. Les zones nodales renforcées assurent par ailleurs une transmission correcte des moments au niveau des assemblages rigides poutre-poteau.

Chapitre 5

Étude dynamique de la structure

5.1 Introduction

Les structures métalliques de grande portée présentent généralement une sensibilité importante aux actions dynamiques en raison de leur faible masse propre et de leur grande flexibilité. Dans les régions soumises à l'aléa sismique, il est donc nécessaire d'évaluer le comportement dynamique global de la structure afin de garantir sa stabilité, sa rigidité ainsi que la sécurité des usagers.

Le présent chapitre est consacré à l'étude dynamique de la gare routière multimodale à structure métallique conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

L'objectif principal de cette étude est de déterminer les sollicitations sismiques appliquées à la structure ainsi que d'évaluer son comportement global sous l'effet des actions horizontales dynamiques.

L'étude dynamique porte principalement sur :

- la classification sismique de l'ouvrage conformément au RPA 2024 ;
- la détermination des paramètres spectraux du site ;
- l'évaluation des masses sismiques de la structure ;
- l'estimation de la période fondamentale de vibration ;
- la détermination de l'effort tranchant à la base ;
- la répartition des forces sismiques suivant la hauteur ;
- la vérification du comportement global de la structure.

5.2 Description du système structural

La structure étudiée est une gare routière réalisée en charpente métallique composée de portiques rigides, de fermes métalliques triangulées, de poteaux en treillis ainsi que de planchers collaborants.

Les charges verticales sont reprises principalement par les fermes de toiture, les traverses métalliques et les poteaux treillis.

La stabilité globale de la structure vis-à-vis des actions horizontales est assurée par des

palées de stabilité verticales disposées suivant plusieurs axes de la structure. Les contreventements adoptés sont des contreventements concentriques en V inversé réalisés à l'aide de diagonales métalliques.

Le contreventement horizontal de toiture est assuré par des diagonales métalliques croisées permettant la redistribution des efforts horizontaux vers les palées de stabilité verticales.

Les assemblages poutre-poteau sont considérés comme rigides grâce à la présence de jarrets et de raidisseurs au niveau des nœuds structuraux.

La structure présente globalement une configuration régulière en plan et en élévation.

5.3 Classification de la structure selon le RPA 2024

5.3.1 Zone sismique

Selon la classification sismique du territoire national donnée par le **RPA 2024** (paragraphe 3.1), la wilaya de Sétif est classée en :

Zone IV

correspondant à une zone de sismicité moyenne à élevée.

5.3.2 Classification du site

La classification du site a été établie conformément aux dispositions du **RPA 2024** relatives à la classification géotechnique des terrains d'implantation.

Selon le paragraphe 3.2.1 du **RPA 2024**, les sites sont classés en différentes catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols les constituant, notamment la vitesse moyenne des ondes de cisaillement V_{s30} , ainsi que les résultats des essais géotechniques disponibles. Le rapport géotechnique réalisé pour le projet a mis en évidence la présence des couches suivantes :

- argile limoneuse peu graveleuse ;
- croûte calcaire ;
- argile limoneuse encroûtée légèrement graveleuse ;
- argile limoneuse avec passages sableux graveleux.

Le terrain présente également une contrainte admissible égale à :

$$Q_{adm} = 2.75 \text{ bars}$$

avec un niveau d'ancrage des fondations de :

$$2.0 \text{ m}$$

Selon le **RPA 2024**, les sites de catégorie (S2) correspondent à des sites fermes caractérisés par des dépôts relativement compacts présentant de bonnes caractéristiques mécaniques.

Compte tenu de la nature des couches rencontrées, de la présence de formations calcaires ainsi que des caractéristiques mécaniques du terrain, le site étudié est classé dans la catégorie :

$$S2$$

correspondant à un site ferme selon les critères du **RPA 2024**.

5.3.3 Classification du bâtiment selon son importance

Selon le **RPA 2024**, le niveau de protection sismique d'un ouvrage dépend de sa destination ainsi que de son importance vis-à-vis des objectifs de sécurité fixés par la collectivité.

Le règlement classe les bâtiments en quatre groupes d'importance auxquels sont associés différents coefficients d'importance (I).

L'ouvrage étudié correspond à une gare routière recevant un grand nombre d'usagers et assurant une fonction importante dans le domaine des infrastructures de transport.

Conformément au paragraphe 3.4 du **RPA 2024**, ce type d'ouvrage appartient au groupe :

$$1B$$

correspondant aux bâtiments de grande importance.

D'après le Tableau 3.10 du **RPA 2024**, le coefficient d'importance associé à cette catégorie est égal à :

$$I = 1.20$$

Ce coefficient est pris en compte dans l'évaluation de l'action sismique afin d'assurer un niveau de protection adapté à l'importance de l'ouvrage.

5.3.4 Classification du système de contreventement

La structure étudiée est constituée de portiques métalliques rigides associés à des palées de stabilité verticales réalisées à l'aide de contreventements concentriques en V inversé.

La résistance aux efforts horizontaux dus au vent et au séisme est assurée conjointement par les portiques métalliques, les contreventements verticaux ainsi que les contreventements horizontaux de toiture assurant la redistribution des efforts vers les axes de stabilité.

Selon la classification des systèmes structuraux donnée par le **RPA 2024**, la structure est assimilée à une :

Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en V

correspondant au système structural :

13b

Les diagonales de contreventement sont disposées en V inversé conformément aux dispositions du **RPA 2024**.

La structure comporte un rez-de-chaussée, trois étages ainsi qu'une toiture métallique pour une hauteur totale de :

22.55 m

Cette hauteur reste inférieure à la limite maximale de :

32 m

préconisée par le **RPA 2024** pour les ossatures métalliques comportant des palées de contreventement à barres centrées.

5.3.5 Coefficient de comportement global de la structure

Selon le **RPA 2024**, le coefficient de comportement global (R) traduit la capacité dissipative de la structure vis-à-vis de l'action sismique. Sa valeur dépend principalement du système structural adopté, de la nature des matériaux constitutifs ainsi que des capacités de redistribution des efforts et de déformation dans le domaine post-élastique.

La structure étudiée étant classée comme une :

Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en V
correspondant au système structural :

13b

la valeur du coefficient de comportement donnée par le Tableau 3.17 du **RPA 2024** est :

$R = 3.5$

Cette valeur tient compte de la capacité dissipative du système structural adopté ainsi que de la participation conjointe des portiques métalliques et des contreventements concentriques dans la reprise des efforts horizontaux.

5.3.6 Classification de la structure selon sa configuration

Conformément aux dispositions du **RPA 2024**, la régularité de la structure est vérifiée en plan et en élévation afin de classer le bâtiment selon sa configuration structurale.

Régularité en plan

La structure présente une géométrie globale relativement compacte avec des dimensions approximatives de :

$$L = 42 \text{ m}$$

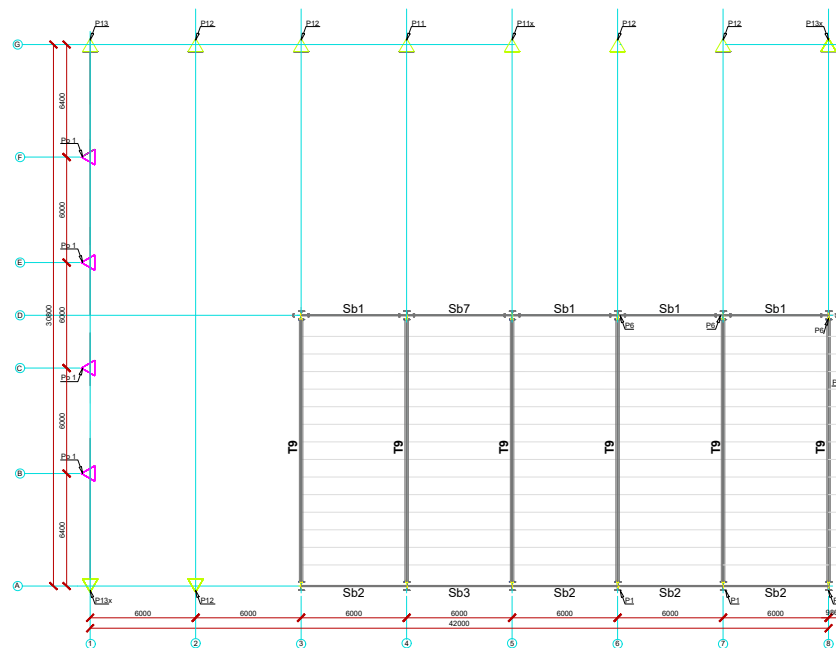
et :

$$B = 30.8 \text{ m}$$

d'où :

$$\frac{L}{B} = \frac{42}{30.8} = 1.36 < 4$$

Le critère de compacité imposé par le **RPA 2024** est ainsi satisfait.



PLAN DES PLANCHERS Bloc A

FIGURE 5.1 – Plan des planchers des niveaux intermédiaires

Cependant, l'analyse de la distribution des masses et des rigidités montre une dissymétrie importante en plan. En effet, les planchers collaborants ne couvrent qu'une partie du bâtiment tandis que la halle principale reste libre sur toute sa hauteur. Cette configuration entraîne une répartition non uniforme des masses ainsi qu'un décalage probable entre le centre de masse et le centre de rigidité.

Par ailleurs, la présence d'un vide au niveau de la cage d'escalier ainsi que la distribution partielle des diaphragmes horizontaux ne permettent pas de considérer les planchers comme parfaitement indéformables dans leur plan.

La Figure 5.3 illustre clairement la répartition partielle des planchers collaborants ainsi que la dissymétrie de la structure en plan.

Par conséquent, la structure est classée :

Irrégulière en plan

selon les critères du **RPA 2024**.

Régularité en élévation

L'analyse en élévation montre une continuité verticale des éléments porteurs et des systèmes de contreventement sur toute la hauteur de l'ouvrage.

Les contreventements verticaux en V inversé sont disposés suivant plusieurs axes de stabilité et assurent une transmission continue des efforts horizontaux jusqu'aux fondations.

De plus, la variation des rigidités et des masses reste progressive sans décrochement brusque entre les niveaux.

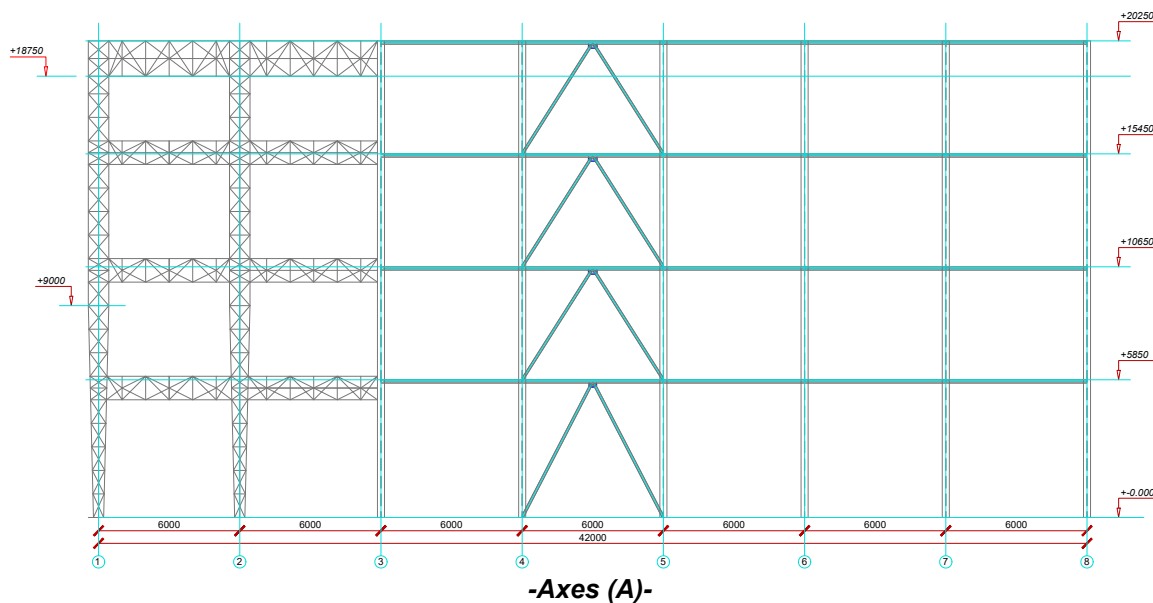


FIGURE 5.2 – Contreventements verticaux en V inversé – Axe (A)

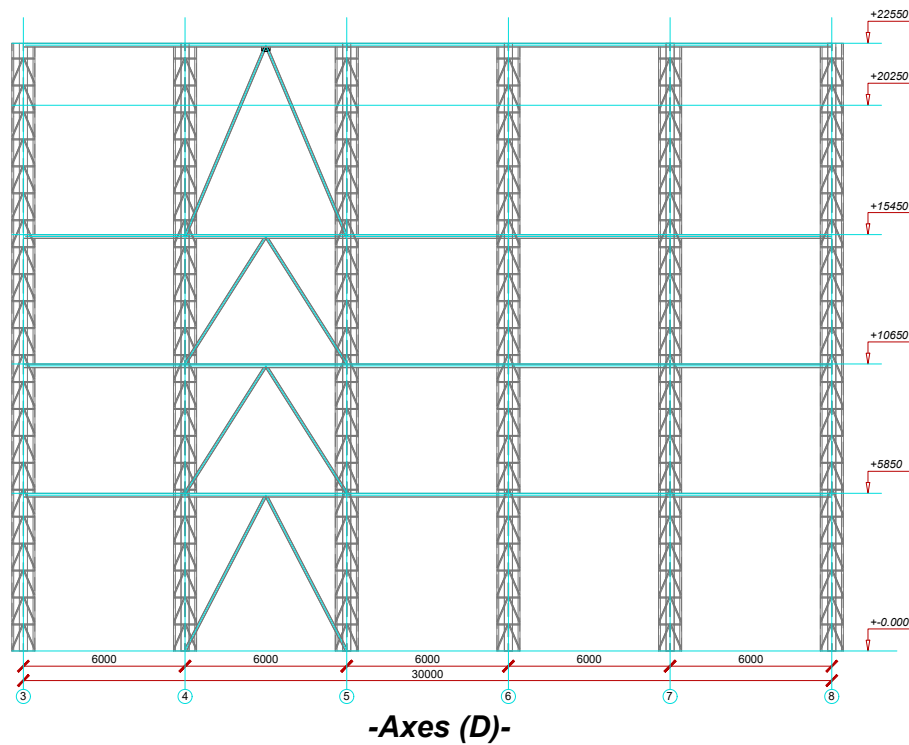


FIGURE 5.3 – Contreventements verticaux en V inversé – Axe (D)

Les Figures 5.3 et 5.3 montrent la continuité verticale des systèmes de contreventement adoptés dans la structure.

Ainsi, la structure peut être considérée :

Régulière en élévation

selon les dispositions du **RPA 2024**.

Classification finale de la structure

D'après les vérifications précédentes :

- la structure est irrégulière en plan ;
- la structure est régulière en élévation.

Par conséquent, le bâtiment est classé comme :

Structure irrégulière

au sens du **RPA 2024**.

5.3.7 Facteur de qualité

Conformément aux dispositions du **RPA 2024**, le facteur de qualité (QF) permet de tenir compte :

- de la régularité de la structure en plan et en élévation ;
- de la redondance et de la géométrie du système de contreventement ;
- du nombre de niveaux et du nombre de travées participant à la stabilité globale de l'ouvrage.

Le facteur de qualité intervient dans la correction du coefficient de comportement global (R) selon la relation :

$$R_{corrig} = \frac{R}{QF}$$

Sa valeur est déterminée conformément à l'équation du **RPA 2024** :

$$QF = 1 + \sum P_q$$

où P_q représente les pondérations associées aux différents critères de qualité structurale.

La structure étudiée correspond à une ossature métallique contreventée par palées en V inversé, classée dans la catégorie des systèmes à contreventement métallique de type **(b)** selon le Tableau (3.18) du **RPA 2024**.

Les critères de qualité applicables sont donc :

- la régularité en plan ;
- la régularité en élévation ;
- la redondance du système de contreventement.

Vérification des critères de qualité

Régularité en plan L'étude précédente de la configuration structurale a montré que la structure présente une dissymétrie importante des masses et des rigidités due à la présence partielle des planchers collaborants ainsi qu'au vide de la cage d'escalier.

La structure est donc classée :

Irrégulière en plan

Par conséquent, la pondération retenue est :

$$P_1 = 0.05$$

Régularité en élévation L'analyse en élévation montre une continuité des éléments porteurs et des systèmes de contreventement sur toute la hauteur de l'ouvrage sans décrochement brusque de rigidité ou de masse.

La structure est ainsi considérée :

Régulière en élévation

La pondération correspondante devient :

$$P_2 = 0$$

Redondance du système de contreventement Le bâtiment comporte plusieurs files de contreventement vertical réparties suivant les axes principaux de la structure, notamment sur les axes (A), (D) et (G), assurant une bonne redistribution des efforts horizontaux.

Le critère de redondance du système de contreventement peut donc être considéré satisfait.

La pondération correspondante devient :

$$P_3 = 0$$

Calcul du facteur de qualité

Le facteur de qualité devient alors :

$$QF = 1 + \sum P_q$$

Application numérique :

$$QF = 1 + 0.05 + 0 + 0$$

$$QF = 1.05$$

Le coefficient de comportement corrigé utilisé dans le calcul sismique devient alors :

$$R_d = \frac{R}{QF}$$

Application numérique :

$$R_d = \frac{3.5}{1.05}$$

$$R_d = 3.33$$

Cette valeur sera utilisée pour l'établissement du spectre de calcul et l'évaluation des efforts sismiques appliqués à la structure.

5.4 Choix de la méthode de calcul

Conformément au **RPA 2024**, le calcul des forces sismiques peut être effectué selon les méthodes suivantes :

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

La méthode statique équivalente est généralement réservée aux structures régulières présentant une distribution uniforme des masses et des rigidités ainsi qu'une hauteur limitée.

Or, la structure étudiée présente une irrégularité en plan due à la répartition partielle des planchers collaborants ainsi qu'à la dissymétrie des masses et des rigidités. De plus, le comportement spatial de la structure métallique nécessite une représentation tridimensionnelle plus réaliste de la réponse dynamique.

Par conséquent, l'étude sismique de la structure sera menée à l'aide de la :

Méthode d'analyse modale spectrale

conformément aux dispositions du **RPA 2024**.

La méthode statique équivalente sera utilisée uniquement comme vérification réglementaire de la résultante des forces sismiques obtenues par l'analyse modale spectrale.

5.5 Établissement du spectre de calcul

Conformément aux dispositions du **RPA 2024**, l'action sismique horizontale est représentée par un spectre de calcul obtenu à partir du spectre de réponse élastique réduit par le coefficient de comportement de la structure (R) ainsi que par le facteur de qualité (QF).

La structure étudiée étant implantée dans la wilaya de Sétif, celle-ci est classée en :

Zone sismique IV

correspondant à une zone de sismicité moyenne à élevée.

Le coefficient d'accélération de zone correspondant est donné par :

$$A = 0.20$$

Le bâtiment étudié appartient au groupe d'importance :

$$1B$$

d'où :

$$I = 1.20$$

Le site d'implantation est classé :

$$S2$$

Selon le Tableau 3.3 du **RPA 2024**, les paramètres spectraux associés au spectre de type 1 deviennent :

TABLE 5.1 – Paramètres du spectre de calcul

Paramètre	Valeur
S	1.20
T_1	0.10 s
T_2	0.50 s
T_3	2.0 s

5.5.1 Coefficient d'amortissement

La structure étudiée correspond à une ossature métallique avec remplissage léger. Selon le Tableau 3.5 du **RPA 2024**, le pourcentage d'amortissement critique est pris égal à :

$$\xi = 4$$

Le coefficient de correction de l'amortissement devient alors :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Application numérique :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{6}}$$

$$\eta = 1.08$$

5.5.2 Expression du spectre de calcul

Le spectre de calcul horizontal est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \frac{QF}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S \left(2.5 \frac{QF}{R} \right) & T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S \left(2.5 \frac{QF}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S \left(2.5 \frac{QF}{R} \right) \left(\frac{T_2 T_3}{T^2} \right) & T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

avec :

$$R = 3.5$$

et :

$$QF = 1.05$$

Le coefficient spectral devient :

$$2.5 \times \frac{1.05}{3.5}$$

$$2.5 \frac{QF}{R} = 0.75$$

Le coefficient global du spectre est alors :

$$0.20 \times 1.20 \times 1.20$$

$$A.I.S = 0.288$$

Le plateau spectral maximal devient ainsi :

$$0.288 \times 0.75$$

$$0.216$$

Le spectre de calcul obtenu sera utilisé pour l'analyse dynamique modale de la structure conformément aux dispositions du **RPA 2024**.

5.5.3 Estimation de la période fondamentale

Conformément au **RPA 2024**, la période fondamentale de la structure peut être estimée à l'aide de formules empiriques, de méthodes analytiques ou de modèles numériques. Dans

le cadre du présent calcul préliminaire, la période fondamentale est évaluée à l'aide de la formule empirique donnée par l'équation (4.4) :

$$T_{emp} = C_T(h_N)^{3/4}$$

où :

- T_{emp} : période fondamentale estimée de la structure (s) ;
- C_T : coefficient dépendant du système structural ;
- h_N : hauteur du bâtiment mesurée depuis la base jusqu'au dernier niveau (m).

La structure étudiée est constituée de portiques métalliques contreventés par des palées à barres centrées en V inversé. Conformément au Tableau 4.3 du **RPA 2024**, ce système est assimilé à la catégorie « autres types de structures », pour laquelle :

$$C_T = 0.05$$

La hauteur structurale retenue correspond à la hauteur comprise entre le niveau de fondation et le dernier niveau porteur de masses sismiques :

$$h_N = 18.35 \text{ m}$$

L'application de la formule précédente conduit à :

$$T_{emp} = 0.05 \times (18.35)^{3/4}$$

$$T_{emp} = 0.445 \text{ s}$$

La période fondamentale empirique de la structure est donc estimée à :

$$T_{emp} = 0.445 \text{ s}$$

Cette valeur constitue une première estimation de la période propre de la structure. Elle sera comparée ultérieurement à la période obtenue par modélisation numérique sous Robot Structural Analysis afin de vérifier la conformité du modèle aux exigences du **RPA 2024**.

5.5.4 Calcul du poids sismique de la structure

L'analyse dynamique de la structure nécessite la détermination préalable des masses participant au mouvement sismique. Conformément au **RPA 2024**, le poids sismique total est obtenu à partir des charges permanentes ainsi que d'une fraction des charges d'exploitation.

À ce stade de l'étude, les masses sont déterminées à partir des sections métalliques issues du prédimensionnement de la structure, complétées par les charges permanentes liées aux planchers collaborants, à la couverture, aux éléments de bardage et aux équipements fixes.

Le poids sismique d'un niveau est donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$$

où :

- W_{Gi} : poids des charges permanentes ;
- W_{Qi} : poids des charges d'exploitation ;
- ψ : coefficient d'accompagnement défini par le **RPA 2024**.

Le poids sismique total de la structure est alors obtenu par :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Les poids sismiques calculés pour les différents niveaux de la structure sont regroupés dans le tableau suivant.

TABLE 5.2 – Répartition du poids sismique par niveau

Niveau	W_i (kN)
Toiture	761.47
3 ^e étage	3025.94
2 ^e étage	3012.09
1 ^{er} étage	3012.09
RDC	526.23
Total	10337.82

Le poids sismique total retenu pour l'analyse dynamique est donc :

$$W = 10337.82 \text{ kN}$$

Cette valeur sera utilisée pour le calcul de l'effort tranchant statique de référence ainsi que pour la vérification des résultats issus de l'analyse modale spectrale conformément aux dispositions du **RPA 2024**.

5.5.5 Ordonnée spectrale correspondant à la période fondamentale

La période fondamentale estimée de la structure est :

$$T_0 = 0.445 \text{ s}$$

Pour un site de catégorie S2 situé en zone sismique IV, le **RPA 2024** adopte un spectre de type 1 caractérisé par :

$$T_1 = 0.10 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

$$T_3 = 2.00 \text{ s}$$

La période fondamentale vérifie :

$$T_1 < T_0 < T_2$$

La structure se situe donc sur le palier d'accélération constante du spectre de calcul.

L'ordonnée spectrale est donnée par :

$$A.I.S \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right)$$

avec :

$$A = 0.20$$

$$I = 1.20$$

$$S = 1.20$$

$$R = 3.50$$

$$Q_F = 1.05$$

On obtient :

$$A.I.S \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) = 0.20 \times 1.20 \times 1.20 \times \left(2.5 \times \frac{1.05}{3.5} \right) = 0.216$$

D'où :

$$\boxed{\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.216}$$

Cette valeur sera utilisée pour le calcul de l'effort tranchant statique de référence servant à la vérification des résultats de l'analyse modale spectrale.

5.5.6 Effort tranchant statique de référence

Conformément au **RPA 2024**, l'effort tranchant statique à la base de la structure est déterminé à partir de la relation :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

où :

- λ : coefficient de correction ;
- $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: ordonnée du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale ;
- W : poids sismique total de la structure.

Le coefficient de correction vaut :

$$\lambda = 0.85$$

car la structure comporte plus de deux niveaux et vérifie la condition :

$$T_0 \leq 2T_2$$

avec :

$$T_0 = 0.445 \text{ s}$$

et :

$$2T_2 = 1.00 \text{ s}$$

L'effort tranchant statique de référence devient alors :

$$V = 0.85 \times 0.216 \times 10337.82$$

$$\boxed{V = 1898.03 \text{ kN}}$$

Cette valeur servira de référence pour la vérification des résultats de l'analyse modale spectrale. Conformément au **RPA 2024**, l'effort tranchant dynamique obtenu après combinaison modale devra être supérieur ou égal à :

$$0.8V$$

afin de garantir une représentation correcte de l'action sismique.

5.5.7 Répartition des forces sismiques suivant la hauteur

Conformément aux dispositions du RPA 2024, l'effort tranchant total à la base est réparti sur les différents niveaux proportionnellement aux masses sismiques et à leur hauteur par rapport à la base de la structure.

La force sismique appliquée au niveau (i) est donnée par :

$$F_i = V \frac{W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

où :

- V : effort tranchant total à la base ;
- W_i : poids sismique du niveau (i) ;
- h_i : hauteur du niveau (i) par rapport à la base.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant.

TABLE 5.3 – Répartition des forces sismiques suivant la hauteur

Niveau	Force sismique (kN)
Toiture	286.85
3 ^e étage	780.94
2 ^e étage	536.09
1 ^{er} étage	294.15
Total	1898.03

Ces forces seront utilisées ultérieurement pour le dimensionnement des systèmes de contre-ventement assurant la stabilité globale de l'ouvrage.

5.6 Comparaison des actions horizontales globales

L'effort tranchant sismique de référence obtenu conformément aux prescriptions du **RPA 2024** est égal à :

$$V = 1898.03 \text{ kN}$$

Cette valeur représente la résultante globale des actions sismiques appliquées à la base de la structure.

Par ailleurs, l'étude des actions du vent réalisée conformément au **RNV 2013** a conduit à une résultante horizontale maximale égale à :

$$F_{vent} = 1613.10 \text{ kN}$$

La comparaison des deux sollicitations conduit aux résultats suivants :

$$V_{sisme} = 1898.03 \text{ kN}$$

$$F_{vent} = 1613.10 \text{ kN}$$

On constate que :

$$V_{sisme} > F_{vent}$$

L'action sismique apparaît ainsi comme la sollicitation horizontale globale la plus défavorable pour la structure étudiée.

Dans le cadre du présent mémoire, l'analyse sismique est menée conformément aux dispositions du **RPA 2024** à travers la détermination de l'effort tranchant statique équivalent. Cette approche permet d'évaluer les actions horizontales appliquées à l'ouvrage et d'identifier les sollicitations dimensionnantes pour les différents systèmes de stabilité.

Les efforts obtenus seront utilisés dans les chapitres suivants pour le dimensionnement des contreventements verticaux et horizontaux. Pour chaque élément étudié, l'action la plus défavorable sera retenue conformément aux principes de dimensionnement adoptés.

Conclusion

L'étude dynamique réalisée conformément aux prescriptions du RPA 2024 a permis de définir les principales caractéristiques sismiques de l'ouvrage et d'évaluer les actions horizontales de calcul appliquées à la structure.

L'analyse a conduit à la classification de la gare routière en zone sismique IV sur un site de catégorie S2, avec un coefficient d'importance égal à 1,20. Le système structural adopté, constitué de portiques métalliques associés à des contreventements concentriques en V inversé, a été assimilé à une ossature métallique contreventée de type 13b présentant un coefficient de comportement corrigé égal à :

$$R_d = 3.33$$

L'évaluation du poids sismique total de la structure ainsi que l'estimation de la période fondamentale ont permis de déterminer un effort tranchant sismique de référence égal à :

$$V = 1898.03 \text{ kN}$$

La répartition de cet effort suivant la hauteur a fourni les forces sismiques de calcul nécessaires au dimensionnement des éléments participant à la stabilité globale de l'ouvrage.

La comparaison entre les actions du vent et les actions sismiques a montré que le séisme constitue la sollicitation horizontale la plus défavorable pour la structure étudiée. Les efforts déterminés dans ce chapitre serviront ainsi de base au dimensionnement des systèmes de contreventement et à la vérification de la stabilité globale de l'ouvrage dans les chapitres suivants.

Chapitre 6

Étude des contreventements

6.1 Contreventement vertical

6.1.1 Introduction

La stabilité d'une structure métallique vis-à-vis des actions horizontales est assurée par un système de contreventement permettant de reprendre et de transmettre les efforts dus au vent et au séisme vers les fondations. Ces dispositifs contribuent également à limiter les déplacements latéraux et à garantir le bon fonctionnement global de l'ouvrage.

Dans le projet étudié, la stabilité est assurée par des contreventements verticaux en V inversé implantés dans les principales files de portiques ainsi que par des contreventements horizontaux de toiture de type croix de Saint-André. L'ensemble de ces éléments forme un système cohérent assurant la transmission des efforts horizontaux dans les différentes directions de la structure.

Le présent chapitre est consacré au dimensionnement des contreventements verticaux et horizontaux conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

6.1.2 Détermination des efforts dans les diagonales du contreventement

L'effort tranchant sismique total obtenu lors de l'étude dynamique est égal à :

$$V = 1898.03 \text{ kN}$$

Compte tenu de la présence de trois files de contreventement participant à la stabilité de l'ouvrage, l'effort horizontal est supposé réparti uniformément entre celles-ci.

L'effort tranchant repris par une file de contreventement devient alors :

$$V_D = \frac{1898.03}{3}$$

$$V_D = 632.68 \text{ kN}$$

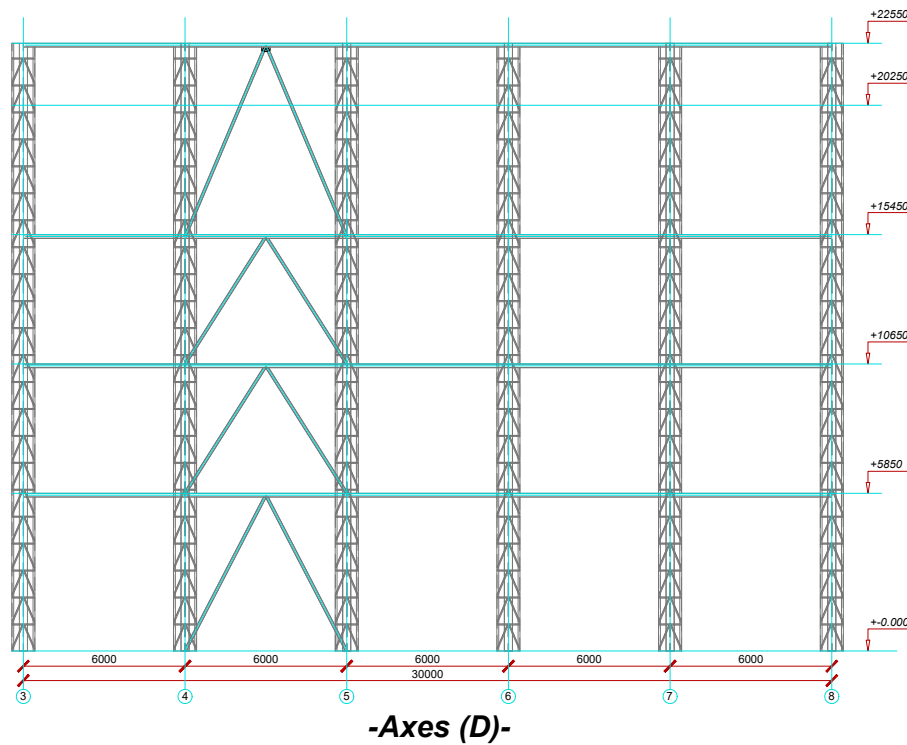


FIGURE 6.1 – Implantation générale des contreventements

Le dimensionnement est réalisé sur le panneau situé entre le rez-de-chaussée et le premier étage, celui-ci étant le plus sollicité puisqu'il reprend l'ensemble des efforts horizontaux transmis par les niveaux supérieurs.

Les sollicitations développées dans les diagonales sont déterminées à partir de la géométrie de ce panneau et de l'effort tranchant correspondant.

Géométrie du panneau de contreventement

Les dimensions du panneau de contreventement étudié sont les suivantes :

$$L = 6.00 \text{ m}$$

$$H = 5.85 \text{ m}$$

Le système adopté est un contreventement en V inversé constitué de deux diagonales symétriques rejoignant la traverse supérieure au milieu de la travée.

La projection horizontale d'une diagonale vaut :

$$\frac{L}{2} = 3.00 \text{ m}$$

La longueur d'une diagonale est déterminée par le théorème de Pythagore :

$$L_d = \sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + H^2}$$

Application numérique :

$$L_d = \sqrt{3^2 + 5.85^2}$$

$$L_d = 6.57 \text{ m}$$

L'inclinaison de la diagonale par rapport à l'horizontale est obtenue par :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L/2}$$

$$\tan \alpha = \frac{5.85}{3}$$

$$\alpha = 62.8^\circ$$

Les caractéristiques géométriques précédentes seront utilisées pour déterminer les efforts axiaux développés dans les diagonales du contreventement.

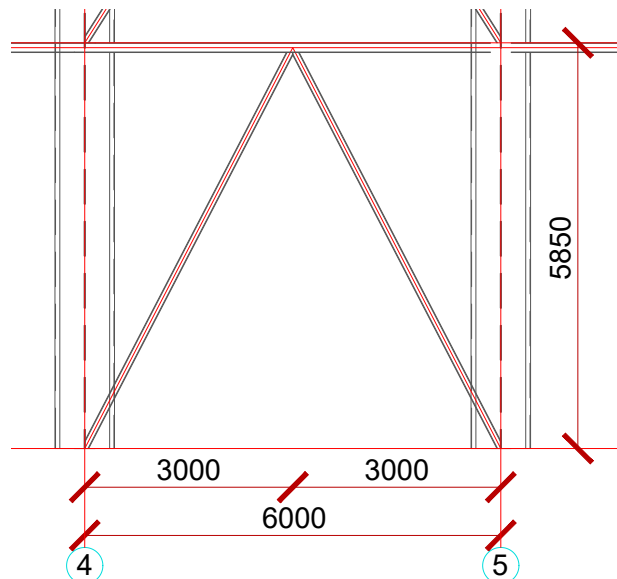


FIGURE 6.2 – Géométrie du contreventement vertical en V inversé

Effort axial dans les diagonales

Sous l'effet de l'effort horizontal appliqué au panneau de contreventement, les deux diagonales du système en V inversé participent à la reprise des sollicitations.

L'équilibre horizontal du nœud supérieur conduit à la relation suivante :

$$2N \cos \alpha = V_D$$

où :

- N : effort axial dans une diagonale ;
- V_D : effort tranchant repris par la file de contreventement ;
- α : angle d'inclinaison de la diagonale par rapport à l'horizontale.

L'effort axial dans une diagonale est alors donné par :

$$N = \frac{V_D}{2 \cos \alpha}$$

Application numérique :

$$N = \frac{632.68}{2 \times \cos(62.8^\circ)}$$

$$N = \frac{632.68}{2 \times 0.457}$$

$$N = 692.2 \text{ kN}$$

L'effort axial de calcul retenu pour le dimensionnement des diagonales est donc :

$$\boxed{N_{Ed} = 692.2 \text{ kN}}$$

Cette valeur servira pour la vérification de la résistance de la section ainsi que pour les vérifications de stabilité au flambement conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

6.1.3 Pré-dimensionnement de la section des diagonales

Le choix de la section des diagonales est effectué à partir de l'effort axial de calcul obtenu précédemment :

$$N_{Ed} = 692.2 \text{ kN}$$

En première approche, la section minimale nécessaire est déterminée en considérant la résistance de la section en traction.

La condition de résistance s'écrit :

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

avec :

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

d'où :

$$A_{min} = \frac{N_{Ed} \gamma_{M0}}{f_y}$$

Pour un acier S275 :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

En prenant :

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

on obtient :

$$A_{min} = \frac{692.2 \times 10^3}{275}$$

$$A_{min} = 2517 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 25.17 \text{ cm}^2$$

Choix de la section des diagonales

La section minimale obtenue lors du pré-dimensionnement est égale à :

$$A_{min} = 25.17 \text{ cm}^2$$

Toutefois, le choix définitif de la section ne dépend pas uniquement de la résistance en traction. Les diagonales de contreventement étant susceptibles de travailler en compression sous certaines combinaisons d'actions, il est nécessaire de tenir compte des phénomènes d'instabilité et notamment du flambement.

Afin de garantir une rigidité suffisante et de limiter l'élancement des barres, une section tubulaire carrée de type SHS a été retenue.

Le profilé adopté pour les vérifications est :

SHS 200×200×8

Les caractéristiques géométriques du profilé sont données dans le tableau suivant.

TABLE 6.1 – Caractéristiques géométriques du profilé SHS 200×200×8

Désignation	SHS 200×200×8
Nuance d'acier	S275
Aire de la section A	60.9 cm ²
Rayon de giration i	7.82 cm
Épaisseur t	8 mm
Dimension extérieure	200 mm

Le profilé ainsi sélectionné est ensuite vérifié vis-à-vis du flambement conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

6.1.4 Vérification de la résistance au flambement

Les diagonales de contreventement peuvent être sollicitées en compression sous certaines combinaisons de charges. Une vérification de la stabilité au flambement est donc effectuée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3.

Élancement mécanique La longueur de flambement est prise égale à la longueur réelle de la diagonale :

$$L_{cr} = L_d = 6.57 \text{ m}$$

$$L_{cr} = 657 \text{ cm}$$

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$$

avec :

$$i = 7.82 \text{ cm}$$

On obtient :

$$\lambda = \frac{657}{7.82}$$

$$\lambda = 84.0$$

Élancement réduit L'élancement réduit est calculé par :

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}}$$

avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{275}{\pi^2 \times 210000}}$$

$$\bar{\lambda} = 0.97$$

Coefficient de réduction Pour un profilé creux formé à froid, on adopte la courbe de flambement (c) correspondant au facteur d'imperfection :

$$\alpha = 0.49$$

Le coefficient intermédiaire vaut :

$$\Phi = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = \frac{1}{2} [1 + 0.49(0.97 - 0.2) + 0.97^2]$$

$$\Phi = 1.16$$

Le coefficient de réduction est alors :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi = 0.56$$

Résistance au flambement La résistance de calcul au flambement est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec :

$$A = 60.9 \text{ cm}^2 = 6090 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

On obtient :

$$N_{b,Rd} = \frac{0.56 \times 6090 \times 275}{1000}$$

$$N_{b,Rd} = 937.9 \text{ kN}$$

Vérification

$$N_{Ed} = 692.2 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 937.9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < N_{b,Rd}$$

La vérification au flambement est donc satisfaite.

Le profilé SHS 200×200×8 présente une résistance suffisante pour reprendre les efforts de compression développés dans les diagonales du contreventement.

6.2 Contreventement horizontal de toiture

6.2.1 Introduction

Le contreventement horizontal de toiture, communément appelé poutre au vent, assure la stabilité de la couverture et participe à la transmission des efforts horizontaux vers les systèmes de contreventement verticaux. Il joue également un rôle essentiel dans la redistribution des actions appliquées sur les pignons et contribue à la rigidité globale de l'ouvrage.

Dans la structure étudiée, le contreventement horizontal est réalisé à l'aide de croix de Saint-André disposées dans les travées extrêmes de la toiture. Ces dispositifs permettent de transmettre les efforts horizontaux aux palées de stabilité implantées dans le bâtiment.

Le dimensionnement est effectué conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 en considérant l'action la plus défavorable appliquée au niveau de la toiture.

6.2.2 Détermination des efforts appliqués à la poutre au vent

Les résultats de l'étude dynamique ont montré qu'un effort horizontal de :

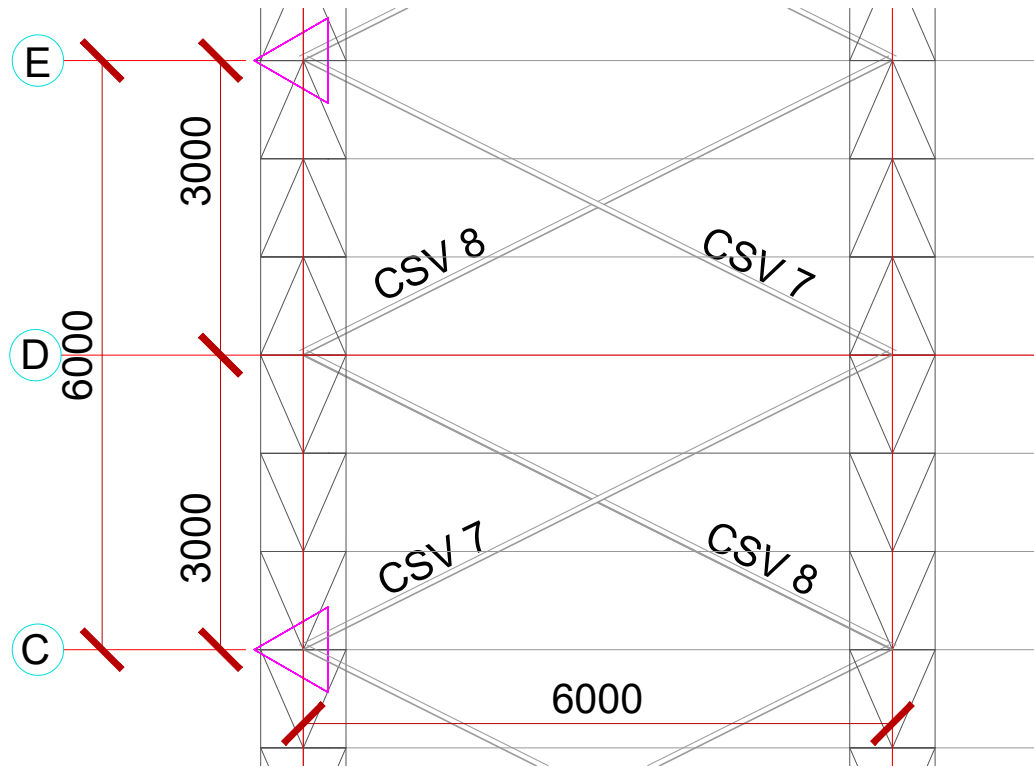


FIGURE 6.3 – Contreventement horizontal de toiture

$$F_{toiture,s} = 286.85 \text{ kN}$$

est appliqué au niveau de la toiture sous l'action sismique.

Par ailleurs, l'action du vent sur le pignon génère une force horizontale totale égale à :

$$W = 1107.81 \text{ kN}$$

La moitié de cette action est transmise au niveau de la toiture par l'intermédiaire des potelets de façade, soit :

$$F_{toiture,v} = \frac{W}{2}$$

$$F_{toiture,v} = \frac{1107.81}{2}$$

$$F_{toiture,v} = 553.91 \text{ kN}$$

La comparaison des efforts horizontaux appliqués au niveau de la toiture conduit à :

$$F_{toiture,v} = 553.91 \text{ kN}$$

$$F_{toiture,s} = 286.85 \text{ kN}$$

L'action du vent étant la plus défavorable, elle sera retenue pour le dimensionnement du contreventement horizontal de toiture.

L'effort de calcul adopté est donc :

$$F_{toiture} = 553.91 \text{ kN}$$

Effort dans les diagonales de la croix de Saint-André

La poutre au vent est assimilée à une poutre treillis horizontale reposant sur les palées de stabilité situées aux extrémités du bâtiment.

Sous l'action de l'effort horizontal appliqué à la toiture :

$$F_{toiture} = 553.91 \text{ kN}$$

les réactions aux appuis sont obtenues par les équations d'équilibre :

$$T = \frac{F_{toiture}}{2}$$

d'où :

$$T = \frac{553.91}{2}$$

$$T = 276.95 \text{ kN}$$

Cette valeur correspond à l'effort tranchant maximal transmis à l'extrémité de la poutre au vent.

Géométrie de la maille La maille élémentaire de la poutre au vent présente les dimensions suivantes :

$$d = 6.00 \text{ m}$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

La longueur de la diagonale est obtenue par :

$$L_{diag} = \sqrt{d^2 + b^2}$$

$$L_{diag} = \sqrt{6^2 + 3^2}$$

$$L_{diag} = 6.71 \text{ m}$$

Effort axial dans la diagonale Dans une croix de Saint-André, seules les diagonales tendues sont supposées participer à la reprise des efforts horizontaux. Les diagonales comprimées sont négligées en raison de leur faible résistance au flambement.

L'effort de traction dans la diagonale la plus sollicitée est alors :

$$N_t = T \frac{L_{diag}}{d}$$

Application numérique :

$$N_t = 276.95 \times \frac{6.71}{6}$$

$$N_t = 309.64 \text{ kN}$$

L'effort de calcul retenu pour le dimensionnement des diagonales de la poutre au vent est donc :

$$N_{Ed} = 309.64 \text{ kN}$$

6.2.3 Pré-dimensionnement de la section des diagonales

Le choix de la section des diagonales est effectué à partir de l'effort de traction de calcul obtenu précédemment :

$$N_{Ed} = 309.64 \text{ kN}$$

La condition de résistance en traction s'écrit :

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

avec :

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

La section minimale nécessaire est donc donnée par :

$$A_{min} = \frac{N_{Ed}, \gamma_{M0}}{f_y}$$

Pour l'acier S275 :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

et :

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

On obtient :

$$A_{min} = \frac{309.64 \times 10^3}{275}$$

$$A_{min} = 1126 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 11.26 \text{ cm}^2$$

La section minimale requise pour l'élément de contreventement est donc :

$$A_{min} = 11.26 \text{ cm}^2$$

Choix de la section des diagonales

La section minimale obtenue lors du pré-dimensionnement est égale à :

$$A_{min} = 11.26 \text{ cm}^2$$

Afin de satisfaire cette condition tout en utilisant un profilé normalisé couramment employé pour les contreventements légers de toiture, une section constituée de deux cornières égales assemblées de part et d'autre du gousset est retenue.

Le profilé adopté pour les vérifications est :

$$2\text{L}60 \times 60 \times 6$$

Les principales caractéristiques géométriques de cette section sont résumées dans le tableau suivant.

TABLE 6.2 – Caractéristiques géométriques du profilé 2L60×60×6

Désignation	2L60×60×6
Nuance d'acier	S275
Section d'une cornière	6.84 cm ²
Section totale	13.68 cm ²
Épaisseur	6 mm
Longueur des ailes	60 mm

La section totale du profilé retenu est supérieure à la section minimale requise :

$$A_{tot} = 13.68 \text{ cm}^2 > A_{min} = 11.26 \text{ cm}^2$$

Le profilé 2L60×60×6 est donc retenu pour le dimensionnement des diagonales de la poutre au vent.

6.2.4 Vérification de la résistance en traction

La résistance de calcul de la section en traction est déterminée conformément à l'Eurocode 3 par la relation :

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{tot} f_y}{\gamma_{M0}}$$

avec :

$$A_{tot} = 13.68 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 27.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

On obtient :

$$N_{t,Rd} = \frac{13.68 \times 27.5}{1.0}$$

$$N_{t,Rd} = 376.2 \text{ kN}$$

La vérification de la résistance s'écrit :

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

$$309.64 \leq 376.2 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

Le profilé 2L60×60×6 présente donc une résistance suffisante pour reprendre les efforts de traction développés dans les diagonales du contreventement horizontal de toiture.

6.3 Conclusion

L'étude des contreventements a permis de dimensionner les systèmes assurant la stabilité globale de la structure sous l'effet des actions horizontales. Les contreventements verticaux en V inversé ont été vérifiés sous l'action sismique, tandis que le contreventement horizontal de toiture a été dimensionné sous l'action du vent, plus défavorable à ce niveau.

Les vérifications réalisées conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 ont conduit au choix d'un profilé SHS $200 \times 200 \times 8$ pour les diagonales des palées de stabilité et d'un double cornier $2L60 \times 60 \times 6$ pour les diagonales de la poutre au vent. Les sections retenues présentent une résistance suffisante pour assurer la stabilité et le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Chapitre 7

Étude des assemblages métalliques

7.1 Introduction

Les assemblages métalliques assurent la liaison entre les différents éléments porteurs de la structure et permettent la transmission des efforts internes au sein de l'ossature métallique. Leur conception influence directement la rigidité, la stabilité ainsi que le comportement global de la structure sous l'effet des charges verticales, du vent et du séisme.

Dans le présent projet, les éléments principaux de la structure ont été réalisés par préfabrication en atelier à l'aide d'assemblages soudés, tandis que les opérations de montage sur chantier ont été effectuées principalement par boulonnage à l'aide de boulons à haute résistance. Les liaisons principales ont été conçues de manière à assurer la continuité structurale ainsi qu'une transmission correcte des efforts internes entre les différents éléments porteurs de la structure.

Le présent chapitre est consacré à l'étude des principaux assemblages de la structure, notamment les liaisons ferme-poteau, les assemblages poutre-poteau ainsi que les pieds de poteaux métalliques. Les vérifications et le dimensionnement des assemblages sont réalisés conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 relatives au calcul des structures métalliques.

7.2 Hypothèses générales de calcul

Le dimensionnement des assemblages métalliques est effectué conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 relatives au calcul des structures en acier et des assemblages métalliques.

Les assemblages étudiés sont réalisés à l'aide d'acier de nuance S275 identique à celui utilisé pour les principaux éléments porteurs de la structure. Les assemblages boulonnés sont réalisés à l'aide de boulons à haute résistance permettant d'assurer une transmission correcte des efforts internes et une meilleure rigidité des liaisons.

Les soudures sont principalement réalisées en atelier afin d'assurer une meilleure qualité d'exécution et une bonne continuité mécanique entre les éléments assemblés. Les assemblages boulonnés sont utilisés principalement lors des opérations de montage sur chantier.

Les assemblages étudiés dans le présent chapitre assurent la transmission des efforts internes développés au sein de la structure, notamment les efforts normaux, les efforts tranchants ainsi que les sollicitations générées au niveau des nœuds principaux.

Les sollicitations utilisées pour le dimensionnement des assemblages correspondent aux combinaisons les plus défavorables obtenues lors du calcul des éléments structuraux étudiés dans les chapitres précédents.

7.3 Étude du nœud d'assemblage ferme-poteau

7.3.1 Présentation du nœud

Le nœud d'assemblage ferme-poteau constitue l'un des assemblages principaux de la structure métallique de la gare routière. Il assure la liaison entre la ferme principale de type HOWE et le poteau tubulaire supportant la couverture de la halle principale.

La ferme étudiée est constituée de profilés tubulaires circulaires assemblés sous forme de treillis triangulé. Le fonctionnement structural de la ferme permet de transmettre les sollicitations développées au niveau de la couverture vers les poteaux principaux de la structure.

La tête du poteau participe directement au fonctionnement global du nœud et assure la continuité structurale entre les différents éléments assemblés.

L'assemblage adopté est constitué :

- d'une platine circulaire soudée en atelier ;
- de boulons à haute résistance assurant le montage sur chantier ;
- de soudures reliant les éléments tubulaires aux platines d'assemblage.

Les éléments principaux assemblés au niveau du nœud sont réalisés à partir de tubes circulaires de type :

TRON 168×4.5

Les Figures 7.1 et 7.2 présentent respectivement la vue générale ainsi que le détail constructif du nœud d'assemblage ferme-poteau adopté dans le présent projet.

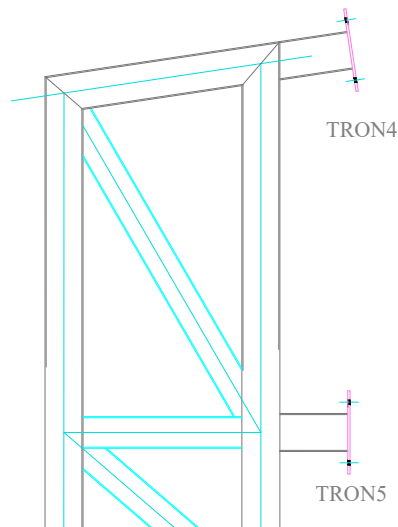


FIGURE 7.1 – Vue générale du nœud d'assemblage ferme-poteau

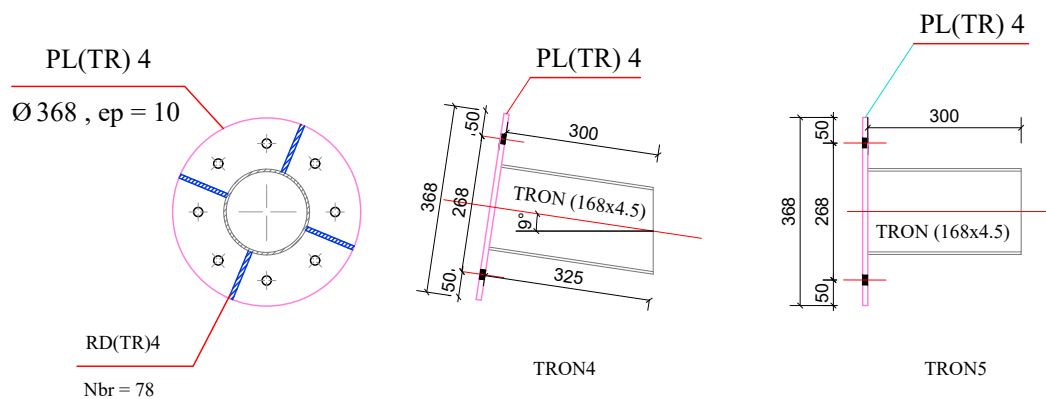


FIGURE 7.2 – Détail de l'assemblage tubulaire du nœud ferme-poteau

7.3.2 Hypothèses de calcul

Le comportement du nœud est étudié selon une approche simplifiée basée principalement sur la transmission des efforts axiaux développés dans les membrures de la ferme au voisinage des appuis.

La membrure supérieure constitue la zone la plus sollicitée du nœud en raison des efforts de traction générés par le moment négatif développé au niveau des appuis.

Le pré-dimensionnement de l'assemblage est réalisé en adoptant une platine circulaire boulonnée comportant huit boulons disposés de manière circulaire autour de la membrure supérieure.

7.3.3 Efforts transmis au niveau du nœud

Les efforts transmis au niveau du nœud d'assemblage ferme-poteau sont déterminés à partir des sollicitations obtenues lors de l'étude de la ferme principale présentée dans le chapitre des éléments principaux.

Au voisinage des appuis, le fonctionnement structural de la ferme HOWE génère un moment négatif se traduisant principalement par des efforts axiaux dans les membrures du treillis. La membrure supérieure constitue la zone la plus sollicitée du nœud et travaille principalement en traction, tandis que les deux membrures inférieures reprennent les efforts de compression.

L'effort axial maximal développé dans la membrure supérieure est égal à :

$$N = 595.08 \text{ kN}$$

Cet effort sera utilisé pour le dimensionnement des principaux composants du nœud d'assemblage, notamment les boulons ainsi que les platines d'assemblage.

7.3.4 Dimensionnement des boulons

L'assemblage de la membrure supérieure est réalisé à l'aide de huit boulons disposés de manière circulaire autour du tube principal.

L'effort de traction transmis par la membrure supérieure est égal à :

$$N = 595.08 \text{ kN}$$

En supposant une répartition uniforme des efforts entre les boulons, l'effort de traction repris par un seul boulon est donné par :

$$N_b = \frac{N}{n}$$

Avec :

$$n = 8$$

Application numérique :

$$N_b = \frac{595.08}{8}$$

$$N_b = 74.39 \text{ kN}$$

La résistance de calcul d'un boulon sollicité en traction est donnée par :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

La condition de résistance impose :

$$N_b \leq F_{t,Rd}$$

D'où :

$$A_s \geq \frac{N_b \gamma_{M2}}{0.9 f_{ub}}$$

Avec :

- $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$;
- $\gamma_{M2} = 1.25$.

Application numérique :

$$A_s \geq \frac{74.39 \times 10^3 \times 1.25}{0.9 \times 1000}$$

$$A_s \geq 103.32 \text{ mm}^2$$

La section résistante d'un boulon M16 est égale à :

$$A_s = 157 \text{ mm}^2$$

La condition de résistance est vérifiée :

$$157 > 103.32 \text{ mm}^2$$

Par conséquent, l'utilisation de huit boulons M16 de classe 10.9 est suffisante pour assurer la transmission des efforts de traction développés dans la membrure supérieure.

7.4 Étude de l'assemblage poutre–poteau

7.4.1 Présentation de l'assemblage

L'assemblage poutre–poteau constitue l'un des principaux nœuds rigides du portique administratif de la gare routière. Il assure la liaison entre les traverses principales de plancher et les poteaux métalliques porteurs de la structure.

Les éléments principaux assemblés sont réalisés à partir de profilés laminés de type HEA500 pour les poutres ainsi que pour les poteaux. Les assemblages sont conçus de manière à assurer une transmission correcte des moments fléchissants, des efforts tranchants ainsi que des efforts normaux développés au niveau des nœuds du portique.

L'assemblage adopté est constitué :

- d'une platine verticale soudée en atelier ;
- de boulons à haute résistance assurant le montage sur chantier ;

- de raidisseurs transversaux et longitudinaux permettant de rigidifier localement la zone nodale ;
- d'un jarret de renforcement améliorant la transmission des efforts entre la poutre et le poteau.

Les raidisseurs et éléments de renforcement disposés au niveau du nœud permettent d'améliorer la rigidité locale de l'assemblage et d'assurer une meilleure diffusion des contraintes dans l'âme du poteau.

La Figure 7.3 présente la géométrie générale de l'assemblage poutre-poteau adopté dans le présent projet.

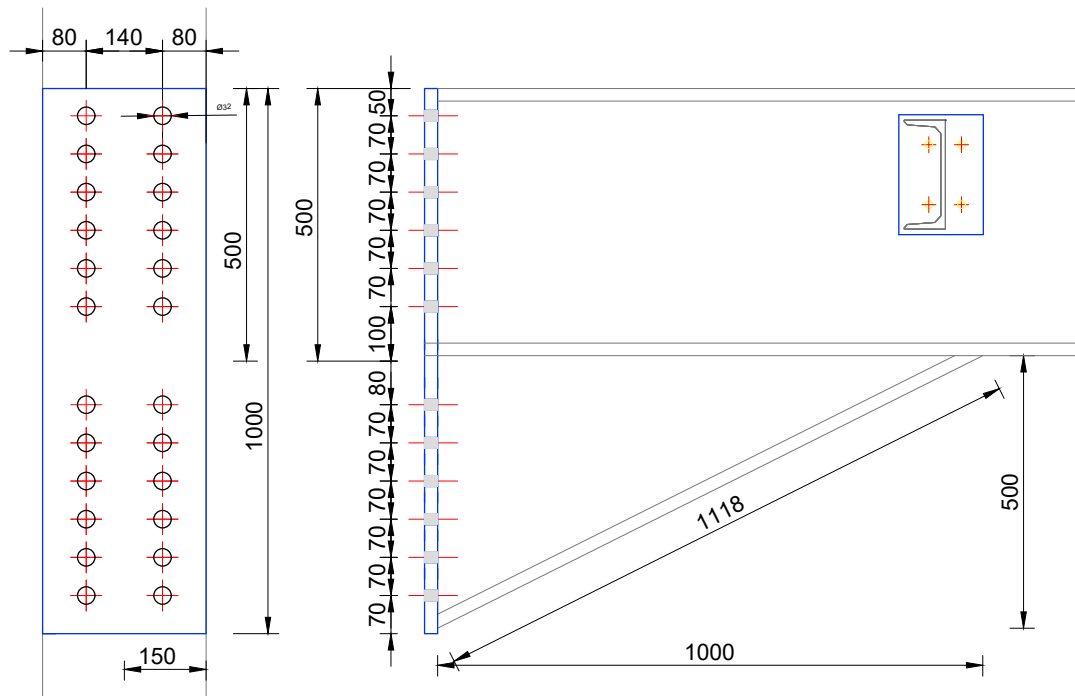


FIGURE 7.3 – Vue générale de l'assemblage poutre-poteau

7.4.2 Hypothèses de calcul

L'étude de l'assemblage poutre-poteau est réalisée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 relatives au calcul des assemblages métalliques.

Les assemblages poutre-poteau du portique administratif sont considérés rigides et assurent la transmission des moments fléchissants développés au niveau des traverses principales.

Le comportement mécanique du nœud est étudié selon une approche simplifiée basée principalement sur la transmission du moment fléchissant par les boulons disposés au niveau de la platine verticale.

Le pré-dimensionnement de l'assemblage est réalisé en adoptant :

- des boulons à haute résistance de classe 10.9 ;
- une disposition verticale de treize rangées de boulons ;
- un assemblage symétrique comportant deux colonnes de boulons ;
- une hauteur totale de platine égale à 1000 mm.

Les raidisseurs et panneaux rigidifiés disposés au niveau du nœud ont déjà été étudiés dans le cadre de la vérification de la zone nodale renforcée du poteau principal.

7.4.3 Efforts transmis à l'assemblage

Les assemblages poutre-poteau du portique administratif sont considérés rigides. Les traverses principales transmettent ainsi des moments fléchissants importants au niveau des nœuds structuraux.

Les sollicitations maximales appliquées à l'assemblage sont les suivantes :

$$M_{Ed} = 1617.20 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = 630.30 \text{ kN}$$

Le moment transmis par la poutre génère principalement un couple traction-compression repris par les boulons disposés au niveau de la platine verticale.

L'assemblage adopté comporte deux colonnes symétriques de boulons réparties sur une hauteur totale de :

$$h = 1000 \text{ mm}$$

L'entraxe vertical entre les rangées de boulons est égal à :

$$p = 70 \text{ mm}$$

Une rangée centrale de boulons est supprimée au niveau de l'aile inférieure du profilé HEA500 afin de permettre le montage de l'assemblage et d'éviter les interférences locales avec les éléments constitutifs de la poutre.

Le calcul des efforts de traction dans les boulons est réalisé en assimilant le groupe de boulons à une section soumise à un moment fléchissant.

L'effort maximal de traction dans un boulon est donné par :

$$F_{t,max} = \frac{M_{Ed} y_{max}}{\sum (n_i y_i^2)}$$

Avec :

- y_i : distance entre la rangée considérée et le centre de gravité du groupe de boulons ;
- n_i : nombre de boulons par rangée ;
- y_{max} : distance maximale correspondant à la rangée extrême.

Compte tenu de la géométrie retenue pour l'assemblage, les distances des rangées de boulons par rapport au centre de gravité du groupe sont déterminées en tenant compte d'une zone centrale libre permettant d'éviter les interférences avec les ailes du profilé HEA500 et de faciliter le montage des boulons.

La distance maximale correspondant aux rangées extrêmes est égale à :

$$y_{max} = 450 \text{ mm}$$

Le tableau suivant présente la répartition des distances utilisées pour le calcul du groupe de boulons.

TABLE 7.1 – Répartition des efforts dans les rangées de boulons

Rangée	y_i (mm)	y_i^2 (mm ²)	n_i	$n_i y_i^2$
1	450	202500	2	405000
2	380	144400	2	288800
3	310	96100	2	192200
4	240	57600	2	115200
5	170	28900	2	57800
6	100	10000	2	20000
7	-80	6400	2	12800
8	-150	22500	2	45000
9	-220	48400	2	96800
10	-290	84100	2	168200
11	-360	129600	2	259200
12	-430	184900	2	369800
$\sum(n_i y_i^2)$				2030800

L'effort maximal de traction dans les boulons extrêmes est donné par :

$$F_{t,max} = \frac{M_{Ed} y_{max}}{\sum(n_i y_i^2)}$$

Application numérique :

$$F_{t,max} = \frac{1617.20 \times 10^6 \times 450}{2030800}$$

$$F_{t,max} = 358.35 \text{ kN}$$

Cet effort correspond à l'effort maximal de traction développé dans les boulons extrêmes de l'assemblage et sera utilisé pour le dimensionnement des boulons selon les prescriptions de l'Eurocode 3.

7.4.4 Dimensionnement des boulons

Le dimensionnement des boulons est réalisé conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 relatives aux assemblages boulonnés soumis à des efforts de traction.

L'effort maximal de traction développé dans les boulons extrêmes de l'assemblage est égal à :

$$F_{t,max} = 358.35 \text{ kN}$$

La résistance de calcul d'un boulon sollicité en traction est donnée par :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

La condition de résistance impose :

$$F_{t,max} \leq F_{t,Rd}$$

D'où :

$$A_s \geq \frac{F_{t,max} \gamma_{M2}}{0.9 f_{ub}}$$

Avec :

- $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$ pour les boulons de classe 10.9 ;
- $\gamma_{M2} = 1.25$.

Application numérique :

$$A_s \geq \frac{358.35 \times 10^3 \times 1.25}{0.9 \times 1000}$$

$$A_s \geq 497.71 \text{ mm}^2$$

La section résistante des boulons normalisés devient :

- M27 :

$$A_s = 459 \text{ mm}^2$$

- M30 :

$$A_s = 561 \text{ mm}^2$$

La section résistante d'un boulon M30 reste supérieure à la section minimale requise :

$$561 > 497.71 \text{ mm}^2$$

Par conséquent, l'utilisation de boulons M30 de classe 10.9 avec trous de diamètre :

$$\varnothing 32 \text{ mm}$$

est retenue pour l'assemblage poutre-poteau.

Les boulons M30 permettent d'assurer une transmission correcte des efforts de traction développés au niveau des rangées extrêmes de la platine d'assemblage.

Conclusion Générale

Le présent mémoire a porté sur l'étude et le dimensionnement de la structure métallique d'une gare routière multimodale implantée dans la wilaya de Sétif. L'objectif principal de ce travail était de concevoir une structure capable de satisfaire aux exigences de résistance, de stabilité et de service imposées par les réglementations en vigueur, tout en répondant aux contraintes architecturales et fonctionnelles du projet.

Dans un premier temps, les actions appliquées à l'ouvrage ont été déterminées conformément aux prescriptions réglementaires, notamment les charges permanentes, les surcharges d'exploitation ainsi que les actions climatiques dues au vent et à la neige. Les différentes combinaisons de calcul ont ensuite permis d'identifier les sollicitations les plus défavorables à prendre en compte pour le dimensionnement des éléments structuraux.

L'étude des éléments secondaires a conduit au dimensionnement des pannes de toiture, des lisses de façade, des potelets supportant le vitrage ainsi que de l'escalier métallique. Les vérifications réalisées ont montré que les profils retenus satisfont aux critères de résistance, de stabilité et de déformation prescrits par les Eurocodes.

Par la suite, les éléments principaux de la structure ont été étudiés à partir des sollicitations issues de la modélisation numérique. Les vérifications effectuées ont permis de valider les sections adoptées pour les poutres, les traverses et les poteaux constituant l'ossature porteuse de l'ouvrage.

L'analyse dynamique réalisée conformément aux dispositions du RPA 2024 a permis d'évaluer le comportement global de la structure sous l'action sismique et de vérifier sa conformité vis-à-vis des exigences réglementaires. Les résultats obtenus ont ensuite servi de base au dimensionnement des systèmes de contreventement verticaux et horizontaux assurant la stabilité générale de l'ouvrage.

Enfin, l'étude des assemblages a permis de définir les dispositions constructives nécessaires à la transmission des efforts entre les différents éléments de la structure. Les vérifications réalisées ont confirmé l'aptitude des assemblages retenus à assurer un comportement satisfaisant de l'ensemble structural.

L'ensemble des résultats obtenus met en évidence la cohérence du système structural adopté ainsi que la conformité de la structure aux exigences de sécurité, de stabilité et de service. Les sections retenues présentent des capacités suffisantes pour reprendre les sollicitations appliquées tout en garantissant un fonctionnement satisfaisant de l'ouvrage en phase d'exploitation.

Ce travail a ainsi permis de mettre en application les connaissances acquises au cours de la formation en ingénierie, tout en apportant une approche concrète du dimensionnement des structures métalliques selon les règlements actuellement en vigueur.

Annexe A

Application du théorème des trois moments

La lisse LS3 est modélisée comme une poutre continue reposant sur six appuis successifs notés A, B, C, D, E et F.

Les longueurs des travées sont :

$$L_1 = L_5 = 6.40 \text{ m}$$

$$L_2 = L_3 = L_4 = 6.00 \text{ m}$$

Les appuis extrêmes sont assimilés à des articulations :

$$M_A = M_F = 0$$

Compte tenu de la symétrie géométrique de la lisse :

$$M_B = M_E$$

$$M_C = M_D$$

A.1 Calcul sous charges permanentes

La charge permanente uniformément répartie appliquée à la lisse est :

$$q = G = 5.125 \text{ kN/m}$$

Le théorème des trois moments de Clapeyron s'écrit :

$$M_i L_i + 2M_{i+1}(L_i + L_{i+1}) + M_{i+2} L_{i+1} = -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$$

A.1.1 Équation des appuis A-B-C

$$M_A L_1 + 2M_B(L_1 + L_2) + M_C L_2 = -\frac{qL_1^3}{4} - \frac{qL_2^3}{4}$$

Comme :

$$M_A = 0$$

on obtient :

$$25.6M_B + 6M_C = -\frac{5.125 \times 6.4^3}{4} - \frac{5.125 \times 6^3}{4}$$

Calcul du second membre :

$$-\frac{5.125 \times 6.4^3}{4} = -335.87$$

$$-\frac{5.125 \times 6^3}{4} = -276.75$$

d'où :

$$25.6M_B + 6M_C = -612.62$$

A.1.2 Équation des appuis B-C-D

$$6M_B + 24M_C + 6M_D = -\frac{5.125 \times 6^3}{4} - \frac{5.125 \times 6^3}{4}$$

$$6M_B + 24M_C + 6M_D = -553.50$$

A.1.3 Équation des appuis C-D-E

$$6M_C + 24M_D + 6M_E = -553.50$$

A.1.4 Équation des appuis D-E-F

$$6M_D + 25.6M_E = -\frac{5.125 \times 6^3}{4} - \frac{5.125 \times 6.4^3}{4}$$

$$6M_D + 25.6M_E = -612.62$$

A.2 Réduction du système par symétrie

Compte tenu de la symétrie :

$$M_B = M_E$$

$$M_C = M_D$$

Le système devient :

$$25.6M_B + 6M_C = -612.62$$

$$6M_B + 30M_C = -553.50$$

A.3 Résolution

De la deuxième équation :

$$M_B = \frac{-553.50 - 30M_C}{6}$$

$$M_B = -92.25 - 5M_C$$

En remplaçant dans la première équation :

$$25.6(-92.25 - 5M_C) + 6M_C = -612.62$$

$$-2361.60 - 122M_C = -612.62$$

$$M_C = -14.34 \text{ kN.m}$$

Puis :

$$M_B = -92.25 - 5(-14.34)$$

$$M_B = -20.55 \text{ kN.m}$$

Les moments aux appuis deviennent donc :

$$M_B = M_E = -20.55 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_D = -14.34 \text{ kN.m}$$

Ces valeurs ont été retenues pour la détermination des efforts développés dans les membrures principales de la lisse.

A.4 Calcul sous l'action du vent

La charge linéaire due au vent est :

$$q_w = 16.50 \text{ kN/m}$$

Le problème étant linéaire, les moments obtenus sont proportionnels à la charge appliquée. Le rapport entre les deux chargements vaut :

$$\frac{q_w}{G} = \frac{16.50}{5.125} = 3.219$$

Les moments sous l'action du vent deviennent alors :

$$M_B = M_E = -20.55 \times 3.219 = -66.16 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_D = -14.34 \times 3.219 = -46.17 \text{ kN.m}$$

Les valeurs retenues pour le dimensionnement sont donc :

$$M_B = M_E = -66.16 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_D = -46.17 \text{ kN.m}$$

Bibliographie

- [1] Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville, *Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024*, Document Technique Réglementaire DTR B.C. 2.48, Alger, 2024.
- [2] Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville, *Règlement Neige et Vent (RNV 2013)*, Document Technique Réglementaire DTR C 2-47, Alger, 2013.
- [3] MARON P., *Construction Métallique – 02 Acier*, ISABTP – Université de Pau et des Pays de l'Adour, 2024.
- [4] MARON P., *Construction Métallique – Tome 2 : Les Assemblages*, ISABTP, 2023.
- [5] MOREL J., *Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3*, Éditions Eyrolles, Paris.
- [6] HAMAMI A., *Constructions Métalliques*, La Rochelle Université, Master Génie Civil.
- [7] EPFL, *Traité de Génie Civil – Volume 10 : Construction Métallique*, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- [8] Arval, *Planchers Collaborants Cofrastra 40*, Documentation Technique.
- [9] ArcelorMittal, *Cofraplus 60 – Plancher Collaborant*, Documentation Technique.
- [10] ArcelorMittal, *Profilés et Aciers Marchands – Programme de Vente*, Long Carbon Europe.