



Université Abderrahman Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'études
en vue d'obtention du diplôme Master
Option : Structures

THEME :

**Étude d'un hangar industriel en R+2 avec sous-sol,
destiné au stockage d'emballages plastiques, réalisé
en charpente métallique avec plancher mixte**

Présenté par :

- *TAFUKT Rania*
- *MEBARKI Hamza*

Encadré par :

Mr. GUECHARI.L

Membre de Jury :

Mr. KERNOUN

Mr. BOUROUBA.A

Année Universitaire : 2024/2025

Remerciement

Au terme de ce travail, nous remercions tout d'abord Dieu le Tout-Puissant de nous avoir accordé la force, la persévérance et le courage nécessaires pour le mener à bien.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

À nos familles, qui nous ont toujours encouragés, soutenus et accompagnés tout au long de nos études.

À notre promoteur, Monsieur GUECHARI, pour sa disponibilité, son suivi attentif et sa précieuse collaboration.

Aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

À l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil, pour la qualité de leur enseignement et leur dévouement tout au long de notre formation.

À toutes les personnes qui nous ont soutenus, de près ou de loin, dans l'accomplissement de ce mémoire, et plus particulièrement à M. Walid Djewad

Hamza & Rania

Table des matières

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Introduction générale

Chapitre I Présentation de projet

Introduction :	20
I.1 Situation du projet :	20
I.2 Dimensions de l'ouvrage :	21
I.3 Caractéristiques du sol :	22
I.4 Ossature et éléments de stabilité de la structure	22
I.5 Matériaux utilisés.....	23
1.6 Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :	24
Chapitre II Étude climatique	25
Introduction	6
II.1 Action de la neige	6
II.1.1 Charge de neige sur le sol SK.....	6
II.2.2 Étude au vent	7
II.2.2 Effet de site :	7
II.2.3 Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$	8
II.3. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	9
II.4 Le coefficient de pression intérieur :	12
II.5. Calcul les pressions aérodynamiques agissant sur la structure :	13

Chapitre III Prédimensionnement Des éléments

Introduction	19
III.1. Étude des pannes	19
III.1 .1 Evaluation des charges et surcharges	20
III.1.2. Combinaisons de charge les plus défavorables	21
III.1.3. Combainison d'actions.....	22
III.1.4 Pré dimensionnement	23
III.1.5. Vérification des pannes :	24
III.2. Calcul des liernes	27
III.2.1 Les efforts dans les liernes :	27
III.2.2 Dimensionnent des liernes :	28
III.3. Calcul d'échantignole :	28

III.3.1 Principe de dimensionnement	29
III.4. Calcul des lisses de bardages	30
III.4.1. Évaluation des charges et surcharge :.....	30
III.4.2. Pré-dimensionnement des lisses :.....	31
III.4.3. calculs des liernes dans la lisse de bardage :.....	33
III.5. Étude de l'escalier :	37
III.5.1. Pré dimensionnement de l'escalier :.....	37
III.5.2.Evaluation de charge :	38
III.5.3.Calcul des éléments de l'escalier :	39
III.5.3.1. Etude de cornière du support :.....	39
III.5.3.1.1 Pré dimensionnement :.....	39
III.5.3.1.2.Condition de flèche :	39
III.5.3.1.3.Vérification de la résistance :	40
III.5.3.1.4 vérifications du Cisaillement :.....	40
III.5.3.2 Étude de limon :	40
III.5.3.2.1. Évaluation de charge :.....	41
III.5.3.2.2.Pré dimensionnement de limon :	41
III.5.3.2.3. Condition de flèche :	42
III.5.3.2.4 Vérification de la résistance :	42
III.5.3.3 Étude de la poutre palière :.....	43
III.5.3.3.1 Pré dimensionnement de la poutre palière.....	44
III.5.3.3.2.Vérification de la résistance :.....	44
III.6. Étude des potelets :.....	45
III.6.1.Calcul des charges et surcharges revenant au potelet :.....	45
III.6.2.Prédimensionnement des potelets:	46
III.6.3.Vérification de la flèche	46
III.6.4.Vérification de la résistance :	46
III.7.Prédimensionnement des poteaux :	47
III.7.1 Charges et surcharges reprises par les poteaux :.....	47
III.7.2.Vérification de la Condition de résistance :.....	49
III.7.3 L'effort sollicitant (N_{sd}) avec le poids propre inclus :.....	49
III.8. Étude des traverses :	51
III.8.1. Évaluation des charges :	51
III.8.2. Le pré-dimensionnement de la traverse:	51
III.8.4.Verification de l'effort tranchant	52

III.9 Étude de contreventement	53
III.9.1. Contreventements de toiture (<i>poutre au vent</i>) :	53
III.9.1.1 Évaluation des efforts horizontaux	53
III.9.1.2 Dimensionnement de la diagonale :	54
III.9.1.3. Calcul de la section brute :	55
III.9.1.4. Vérification de la section nette :	55
III.9.1.5. Vérification des montants de la poutre au vent :	56
III.9.1.6. Détermination des efforts dans les montants :	56
III.9.1.7. Vérification de la résistance des montants :	56
III.9.1.8. Détermination de la courbe de flambement de profilé	57
III.9.2. Étude I de la poutre sablière :	58
III.9.2.1 Pré dimensionnement :	58
III.9.2.2. Vérification au flambement :	58
III.9.2.3 Vérification de la résistance :	59
III.9.3 Étude de contreventement vertical :	60
III.9.3 .1. Calcul de la section brute :	61
III.9.3.2. Vérification de la section nette :	61
III.10 Pré-dimensionnement de dalle pleine :	62
III.10.1 Évaluation des charges et des surcharges :	63
III.11 Pré-dimensionnement de la poutre principale :	63
III.12 Pré-dimensionnement de la poutre secondaire :	64
III.13 Étude du voile Périphérique :	64
III.13.1 Caractéristiques du sol :	64
III.13.2 Évaluation des charges et surcharges	64
III.13.3 Ferrailage du voile.....	65
III.14 Étude de l'escalier :	66
III.14.1 Pré dimensionnement des escaliers :	66
III.14.2. Évaluation de charges :	66
III.14.3. Calcul des sollicitations.....	66
III.14.4. Ferrailage de l'escalier:	66
III.14.5. Étude de la poutre palière	66
III.14.5.1. Détermination des charges :	67
III.14.5.2. Ferrailage de la poutre palière	67
III.15 Pré-dimensionnement des poteaux :	67
III.15.1 Calcul des charges revenantes au poteau :	68

III.15.2 vérifications des poteaux :	68
--	----

Chapitre IV Étude des planchers collaborant

Introduction	70
IV.1 Description d'un plancher collaborant	70
IV.2 Caractéristique des éléments constructifs	70
IV.3 Évaluation des charges	71
IV.4 Etude du plancher collaborant :	71
IV.4.1 Vérification des solives en phase de construction :	71
IV.4.1.1. Évaluation des charges :	72
IV.4.1.2. Les combinaisons de charge :	72
IV.4.1.3. Condition de la flèche:	72
IV.4.1.4 Vérification à la résistance :	72
IV.4.2. Vérification des solives Phase finale :	73
IV.4.2.1. Vérification de la résistance :	74
IV.4.2.2 Calcul les contraintes de flexion :	76
IV.4.2.3. Calcul des contraintes additionnelles de retrait :	77
IV.4.2.3 Vérification des contraintes finales	78
IV.5 Dimensionnement des goujons connecteurs :	79
IV.5.1. Effort de cisaillement	80
IV.5.2. Nombre des goujons :	80
IV.5.3. Espacement entre les goujons	80
IV.6. Vérification des soudures :	81
IV.6.1. Vérification du cisaillement	81
IV.7. Pré-dimensionnement de la poutre principale :	81
IV.7.2 Phase construction :	82
IV.7.2.1 Évaluation des charges :	82
IV.7.2.3. On vérifie la résistance :	83
IV.7.2.4. Vérification au moment fléchissant :	83
IV.7.2.5. Vérification au cisaillement	83
IV.7.3. Phase finale :	84
IV.7.3.1. Vérification de la poutre principale en phase finale :	84
IV.7.3.2 Calcul les contraintes de flexion	86
IV.7.3.3 Calcul des contraintes additionnelles de retrait :	87
IV.7.3.4 Vérification des contraintes finales	87
Conclusion	88

CHAPITRE V Etude sismique

Introduction	89
V.1.Méthode de calcul	89
V.2. Principe de la méthode statique équivalente :	89
V.3. Calcul de la force sismique total :	89
V.4 Estimation de la période fondamentale de la structure :	90
V.5 Principe de la méthode spectrale :	92
V.5 .1 Spectre de réponse de calcul :	92
V.5 .2 Résultat de calcul :	93
V.5.3 analyse de calcul :	95
V.5 .4 Vérification de la résultante de la force sismique à la base :	96
V.5 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :	96
V.6 Effet de deuxième ordre :	96

Chapitre VI Vérification des éléments

Introduction :	98
VI.1.1. Détermination de la classe de la section transversale :	99
VI.1.2.Vérification à la résistance :	99
VI.1.3.Vérification de l'élément aux instabilités :	99
VI.1.4.Vérification avec le logiciel robot :	101
VI.2.Vérification des traverses :	102
VI.2.1. Détermination de la classe de la section transversale :	102
VI.2.2.Vérification à la résistance :	103
VI.2.3.Vérification de l'élément aux instabilités :	103
VI.3 Vérification des diagonales de palée de stabilité :	104
VI.4 Vérification des diagonales de la poutre au vent :	105
VI.4 .1 Vérification à la traction :	106

Chapitre VII Calcul des assemblages

VII.1. Assemblage traverse _ traverse(IPE 270)	107
VII.1.1 Détermination des efforts dans les boulons :	107
VII.1.2. Détermination de la section des boulons :	107
VII.1.3. Vérification de la disposition géométrique	107
VII.1.4. Vérification du Moment résistant effectif de l'assemblage :	108
VII.1.5. Vérification de la résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction : ..	108
VII.1.7. Assemblage platine traverse :	109

VII.1.7.1. Distribution des efforts sur les différents cordons :	109
VII.1.7.2. Vérification :	109
VII.2 Assemblage poteau– traverse (HEA300 – IPE 270).....	110
VII.2.1. Détermination des efforts dans les boulons :	110
VII.2.2. Détermination de la section des boulons :	110
VII.2.3. Vérification de la disposition géométrique	111
VII.2.4. Vérification du Moment résistant effectif de l’assemblage :	111
VII.2.5. Vérification de la résistance d’un boulon à l’interaction cisaillement-traction : ..	111
VII.2.6 Vérification de poinçonnement :	112
VII.2.7 Assemblage platine traverse :	112
VII.2.7.1. Distribution des efforts sur les différents cordons :	112
VII.2.7.2. Vérification :	112
VII.3. Assemblage poteau – poutre principale (HEA300 – IPE 400)	113
VII.3.1. Détermination des efforts dans les boulons :	113
VII.3.2. Détermination de la section des boulons :	114
VII.3.3. Vérification de la disposition géométrique	114
VII.3.4. Vérification à la traction :	114
VII.3.5.Vérification au glissement:	115
VII.3.6. Vérification de l’interaction (cisaillement et traction) :	115
VII.3.7. Vérification de poinçonnement :	115
VII.4. Assemblage poutre principale-solive :	115
VII.4.1. Détermination de la section des boulons :	116
VII.4.2. Disposition des boulons :	116
VII.4.3. Vérification vis-à-vis d’assemblage long :	116
VII.5. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :	117
VII.5.2. Distribution de l’effort normale sur les boulons :	117
VII.5.3. Dimensionnement des boulons :	117
VII.5.4. Disposition géométrique :	117
VII.5.5. Vérification de la pression diamétral	118
VII.5.6. Vérification vis-à-vis d’assemblage long :	118
VII.6 Assemblage poteau-poteau (HEA300-HEA300) :	118
VII.6.1 Détermination des efforts dans les boulons :	119
VII.6.2 Détermination de la section des boulons :	119
VII.6.3. Entraxe des boulons et des pinces :	119
VII.6.4. Vérification de l’interaction (cisaillement et traction) :	119

VII.6.5. Vérification au poinçonnement :.....	120
VII.7. Assemblage de l'échantignolle sur la panne :.....	120
II.7.1 L'effort revenant à l'échantignole.....	120
II.7.2 Vérification.....	120
VII.8 Calcul des pieds de poteaux :.....	121
VII.8.1 Dimensionnement des tiges d'ancrage :.....	121
VII.8.2. Vérification des tiges d'ancrages :.....	121
VII.8.3. Vérification des contraintes dans le béton et de l'acier :.....	122
VII.8.4. Calcul l'épaisseur de la platine :.....	123

CHAPITRE VIII Etude de l'infrastructure

Introduction :.....	125
VIII.1 Calcul des fondations sous les poteaux :.....	125
VIII .1.1 Calcul des sollicitations :.....	125
VIII.1.2 Pré dimensionnement de la semelle du poteau encastré :.....	125
VIII.1.3 Le critère de non poinçonnement :.....	126
VIII.1.4 Dimensionnement de la semelle sous poteau :.....	126
VIII.1.5 Vérification des contraintes :.....	128
VIII.1.6 Vérification de la stabilité au renversement :.....	129
VIII.1.7 Détermination des armatures de la semelle :.....	129
VIII.1.7.1 Situation accidentelle :.....	129
VIII.1.7.2 Condition de non fragilité :.....	130
VIII.2.7.3 La disposition constructive :.....	130
VIII.2 Calcul des longrines :.....	131
VIII.2.1 Pré dimensionnement :.....	131
VIII.2.2 Ferrailage des longrines :.....	131
VIII.2.2.1 Calcul des armatures :.....	132
VIII.2.2.3 Ferrailage transversale.....	132
VIII.3 Calcul des futs :.....	133
VIII.3.1 Ferrailages des futs :.....	133
VIII.3.1.1 Armature transversale :.....	135
Conclusion générale	136

Références bibliographiques

Annexes

Plans Architectures

Liste des Figures

Figure I.1 : <i>Plan de situation du projet</i>	1
Figure I.2 : <i>Vue en 3D de la structure</i>	2
Figure I.3 : <i>Plancher mixte à dalle collaborant</i>	3
Figure I.4 : <i>Panneaux sandwichs</i>	4
Figure I.5 : <i>Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)</i>	4
Figure II.1 : <i>Les directions du vent</i>	7
Figure II.2 : <i>Hauteurs de référence Z_e pour $h < b$</i>	8
Figure II.3 : <i>Répartition de la pression dynamique de pointe</i>	9
Figure II.4 : <i>Vue en plan et en élévation des zones de pressions sens VI</i>	10
Figure II.5 : <i>Répartition des C_{pe} sur les parois dans le sens VI</i>	10
Figure II.6 : <i>légende pour les toitures a deux versant pour $\theta = 90^\circ$</i>	11
Figure II.7 : <i>Répartition des C_{pe} correspond à chaque zone de la toiture Sens VI</i>	12
Figure II.8 : <i>Les valeurs de C_{pi} des bâtiments sans face dominante</i>	13
Figure II.9 : <i>Schéma des pressions sur et toiture sous VI</i>	14
Figure II.10 : <i>légende pour les toitures a deux versant pour $\theta = 0^\circ$</i>	16
Figure III.1 : <i>Position des pannes sur le versant</i>	19
Figure III.2 : <i>Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes</i>	20
Figure III.3 : <i>Schéma statique de panne sous surcharge du vent</i>	21
Figure III.4 : <i>Charge de la neige sur la panne.</i>	21
Figure III.5 : <i>Position des liernes</i>	27
Figure III.6 : <i>schéma statique des pannes avec liernes</i>	27
Figure III.7 : <i>Représentation de l'échantignole</i>	29
Figure III.8 : <i>lisse de bardage</i>	30
Figure III.9 : <i>schéma d'un escalier</i>	37
Figure III.10 : <i>Schéma statique de la volé</i>	38
Figure III.11 : <i>schema d'une marche</i>	39
Figure III.12 : <i>Schéma statique du limon</i>	40
Figure III.13 : <i>schéma statique de la charge equivalente revient au limon</i>	41
Figure III.14 : <i>Schéma statique de la poutre palière.</i>	43
Figure III.15 : <i>Surface afférente du poteau le plus sollicité</i>	48
Figure III.16 : <i>Surface afférente du poteau le plus sollicité</i>	48
Figure III.17 : <i>La vue en plan de la poutre au vent</i>	53

Figure III.18 : <i>Schéma statique de la poutre au vent</i>	54
Figure III.19 : <i>Schéma statique d'une partie de la poutre au vent</i>	55
Figure III.20: <i>schéma statique de la poutre sablière</i>	58
Figure III.21 : <i>Schéma statique du palée de stabilité</i>	60
Figure III.22 : <i>schéma de la dalle pleine</i>	62
Figure IV.1 : <i>les composants du plancher mixte</i>	70
Figure IV. 2 : <i>Schéma de la disposition des poutrelles</i>	71
Figure IV.3: <i>position de l'axe neutre</i>	76
Figure IV.4 : <i>Diagramme des contraintes finale</i>	79
Figure IV.5 : <i>caractéristique de connecteur</i>	80
Figure IV.6: <i>Schéma statique de la poutre principale</i>	82
Figure IV.7 : <i>Diagramme des contraintes finales</i>	88
Figure V.1 : <i>Schéma du spectre de réponse suivant</i>	93
Figure V.2 : <i>Mode de déformation (1)</i>	94
Figure V.3 : <i>Mode de déformation (2)</i>	95
Figure V.4 : <i>Mode de déformation (3)</i>	95
Figure VI.1: <i>Le poteau le plus sollicité</i>	98
Figure VI.2 : <i>Diagramme du poteau le plus sollicité</i>	98
Figure VI.3 : <i>La traverse la plus sollicité</i>	102
Figure VI.4: <i>Diagramme de la traverse la plus sollicité</i>	102
Figure VI.5 : <i>La diagonale de palée de stabilité la plus sollicité</i>	105
Figure VI.6 : <i>La diagonale de la poutre au vent la plus sollicité</i>	106
Figure VII.1: <i>Représentation de l'assemblage Traverse-Traverse</i>	107
Figure VII.2 : <i>Assemblage Poteau-traverse en 3D</i>	110
Figure VII.3 : <i>Disposition d'assemblage poteau traverse</i>	111
Figure VII.4 : <i>Assemblage Poteau-Poutre en 3D</i>	113
Figure VII.5 : <i>Disposition d'assemblage poteau poutre</i>	114
Figure VII.6 : <i>Assemblage Poutre-Poutre en 3D</i>	115
Figure VII.7 : <i>Disposition d'assemblage poutre-poutre</i>	116
Figure 8 : <i>Assemblage poteau-poteau (HEA300- HEA300)</i>	118
Figure VII. 9: <i>Vue perspective de l'échantignole</i>	120
Figure VII. 10 : <i>La disposition constructive des tiges et les lignes de pliages</i>	121
Figure VII.11 : <i>Vérification de la section 1-1</i>	123

Figure VII.12: Vérification de la section 2-2.....	124
Figure VIII -1 : <i>Dimension de la semelle sous le poteau</i>	126
Figure VIII -2 : <i>Schéma de ferrailage de la semelle au-dessous de poteau :</i>	131
Figure VIII -3 : Schéma de ferrailage des longrines	133
Figure VIII -4 : <i>Section du fut à ferrailer</i>	134
Figure VIII -5 : <i>Schéma de ferrailage des futs</i>	135

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : Les valeurs de la pression dynamique	9
Tableau II.2. Les valeurs des C_{pe} sur la partie (entre sol) dans le sens $V1$	10
Tableau II.3. Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens $V1$	11
Tableau II.4: Valeurs des pressions sur la partie(RDC) dans le sens $V1$	13
Tableau II.5: Valeurs des pressions sur la partie(étage 1) dans le sens $V1$	14
Tableau II.6: Valeurs des pressions sur la partie(étage 2) dans le sens $V1$	14
Tableau II.7: Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens $V1$	14
Tableau II.8: Valeurs des pressions sur la partie(S sol) dans le sens $V3$	15
Tableau II.9: Valeurs des pressions sur la partie(RDC) dans le sens $V3$	15
Tableau II.10: Valeurs des pressions sur la partie(étage 1) dans le sens $V3$	15
Tableau II.11: Valeurs des pressions sur la partie(étage 2) dans le sens $V3$	16
Tableau II.12 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens $V3$	16
Tableau II.13 : Valeurs des pressions sur la partie (RDC)le sens $V2 V4$	17
Tableau II.14: Valeurs des pressions sur la partie (étage 1)le sens $V2 V4$	17
Tableau II.15 : Valeurs des pressions sur la partie (étage 2)le sens $V2 V4$	17
Tableau II.16: Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens $V2 V4$	18
Tableaux III.1: résultats des sollicitations.....	22
Tableaux III.2: résultats des sollicitations	24
Tableau III.3 : Évaluation des charges sur le poteau au dernier niveau.....	48
Tableau III.4 : Évaluation des charges sur le poteau	49
Tableau III.5 : Les valeurs des forces horizontales	54
Tableau III.6 : les charges permanentes des dalles pleines	63
Tableau III.7 : : Évaluation des charges sur le poteau	68
Tableau IV 1 : Caractéristique d'IPE100.....	72
Tableau IV -2 : Caractéristique d'IPE180.....	73
Tableau IV 3 : Caractéristique d'IPE160.....	83
Tableau V.1 Valeur de coefficient d'accélération A	90
Tableau V.2 Pénalités de vérifications	91
Tableau V.3 Pourcentage de participation de masse.	93
Tableau V.4 Les combinaisons de calcul	95
Tableau V.5 valeur de la force sismique a la base	96
Tableau V.6 Déplacement relatif de la structure selon le sens (X-X)	96

Tableau V.7 <i>Déplacement relatif de la structure selon le sens (Y-Y)</i>	96
Tableau V.8: <i>Vérification des effets $P - \Delta$</i>	97
Tableau VI.1 les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBO	98
Tableau VI.2 les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBO	102
Tableau VI.3: <i>Résumé des résultats de la vérification de la traverse</i>	104
Tableau VIII -1 : <i>Les sollicitations à la base du poteau</i>	125
Tableau VIII -2 : <i>Les sollicitations à la base de la semelle du poteau</i>	128
Tableau VIII -3 : <i>Vérification des contraintes de sol</i>	128
Tableau VIII-4 : <i>Choix de ferrailage pour la semelle du poteau</i>	131

Notation

G : Chargement permanente, poids propre

Q : Charge d'exploitation, entretien

N : Charge de la neige

W : Charge de vent

T : Effet de température

E : Action sismique

A : Section brute d'une pièce

A_{net} : Section nette d'une pièce

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Facteur de gauchissement d'une section

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal

W_{el} : Module de résistance élastique

W_{pl} : Module de résistance plastique

a : Gorge d'un cordon de soudure

d₀ : Diamètre nominal des tiges des boulons

N_R : Effort normal résistant

N_{pl} : Effort normal plastique

V_{pl} : Effort tranchant plastique

M_{pl} : Moment fléchissant de plastification

F_P : Force de serrage

f : Flèche d'un élément

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier

E : Module de Young

σ : Contrainte normale

β_w : Facteur de corrélation

β_m : Facteur de moment uniforme équivalent

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

λ : Elancement réduit

λ_{lt} : Elancement réduit pour le déversement

λ_{cr} : Elancement Critique

u : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact

χ : Coefficient de réduction de flambement

α : Angle d'inclinaison

α_{lt} : Facteur d'imperfection pour le déversement

γ : Coefficient de sécurité

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

i : Rayon de giration

l_k : Longueur de flambement d'un élément

t : Epaisseur d'une pièce

t_f : Epaisseur de la semelle d'un profilé

t_w : Epaisseur de l'âme d'un profilé

\emptyset : Diamètre d'une section

R : Coefficient de comportement de la structure

M_v : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort tranchant

W_v : Module de résistance plastique de l'aire de cisaillement A_v

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'utilisation du métal dans l'architecture et le génie civil a débuté à la fin du 19^e siècle, grâce au développement de l'industrie sidérurgique qui a permis la production d'éléments adaptés aux ossatures métalliques. Ces structures rigides permettent de grandes portées, idéales pour des bâtiments nécessitant de vastes espaces sans poteaux (halles, gymnases, hypermarchés...). Plus légères que les structures en béton ou en maçonnerie, elles transmettent moins de charges au sol.

Les constructions métalliques sont rapides à réaliser grâce à l'assemblage de poutres métalliques (profilés marchands ou PRS), souvent issues du laminage d'acier doux, offrant une bonne résistance et sécurité. Le tout reste compétitif en termes de coût.

Dans ce cadre, notre projet de fin d'études porte sur l'étude d'un hangar en R+2 avec sous-sol de stockage avec en charpente et planchers mixtes implanté à Akbou (Béjaïa). Ce mémoire vise à approfondir les connaissances déjà acquises durant notre formation et à présenter un travail de qualité pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil .

L'étude de ce projet se fera en respectant minutieusement les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA 99/2003 ; DTR RNV 2013 ; CCM97 et DTR Charge et surcharge).

Chapitre I

Présentation de projet

Introduction :

Notre projet consiste à étudier un hangar de stockage avec toiture à deux versants, et ossature en charpente métallique en R+2 avec sous-sol, L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (Poteaux, Poutres) et de planchers mixtes collaborant (béton – acier).

I.1 Situation du projet :

Le présent projet est déjà implanté au sud de la zone d'activité de Taharacht, au niveau de la rive gauche des oued Soummam (Bejaia) reconnue comme un site plat, qui est classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité Iia



Figure I.1 : Plan de situation du projet

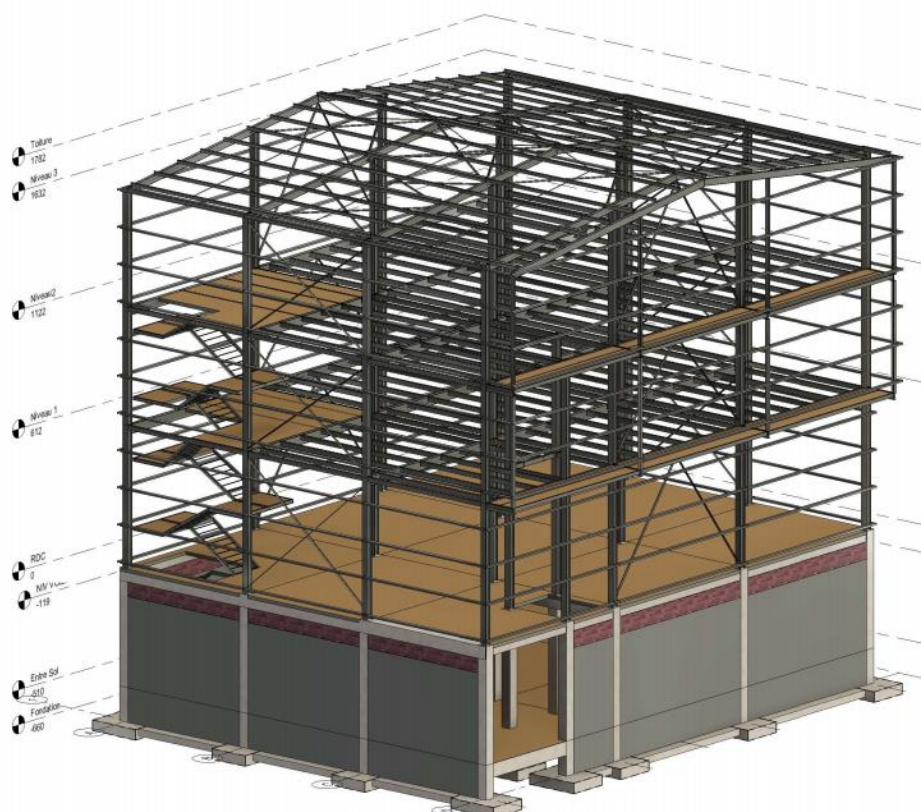


Figure I.2 : Vue en 3D de la structure

I.2 Dimensions de l'ouvrage :

Le présent ouvrage a une forme rectangulaire comme illustré dans les plans architecturaux caractérisée par les dimensions suivantes :

- Hauteur totale du la structure17,32m
- Longueur totale25.00 m
- Largeur totale20.00 m
- Profondeur du sous-sol5,10m
- Hauteur du rez-de-chaussée6,12m
- Hauteur de l'étage 15,1m
- Hauteur de l'étage 2.....5,1m
- Hauteur de versant1.5 m
- La pente de versant $\alpha=6,84^\circ$
- Surface totale de la structure500 m²

I.3 Caractéristiques du sol :

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire de sol), voir Annexe 1, où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol: $\sigma_{adm} = 1,7 \text{ bar}$.
- Le site est de catégorie S3 : sols meuble.
- Les caractéristiques mécaniques sont : $\varphi = 22^\circ$ et $C = 0.11 \text{ bar}$

I.4 Ossature et éléments de stabilité de la structure

La structure est constituée de portiques métalliques à multi-travées et de palées de stabilités qui assurent ensemble la stabilité de l'ossature.

• Plancher

La structure comporte des planchers collaborant constitués de :

- Une dalle en béton armé
- Une tôle nervurée
- Des solives
- Des goujons connecteurs

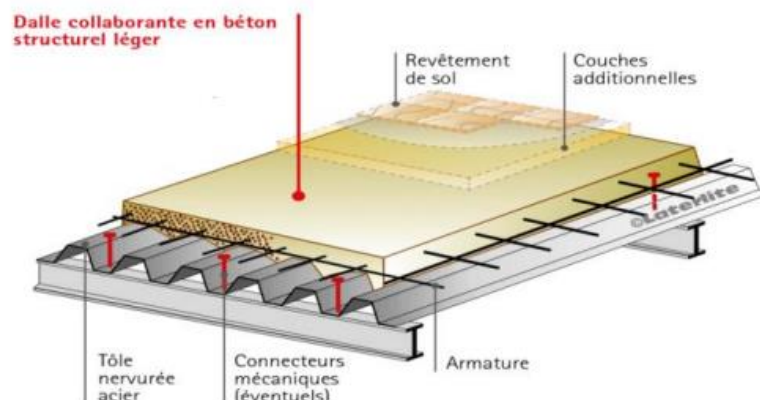


Figure I.3 : *Plancher mixte à dalle collaborant*

• Toiture

La toiture est en charpente métallique à deux versant, constituée d'une couverture en panneaux sandwich reposant sur des pannes en profilés métalliques.

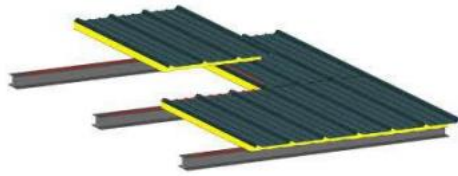


Figure I.4 : *Panneaux sandwichs*

- **Les façades et cloisons**

Les façades extérieures sont réalisées en panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

I.5 Matériaux utilisés

- **Acier**

Nuance et résistance :

La nuance d'acier courante et leurs résistances limites sont données par le Règlement Eurocode03. La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier **S235**.

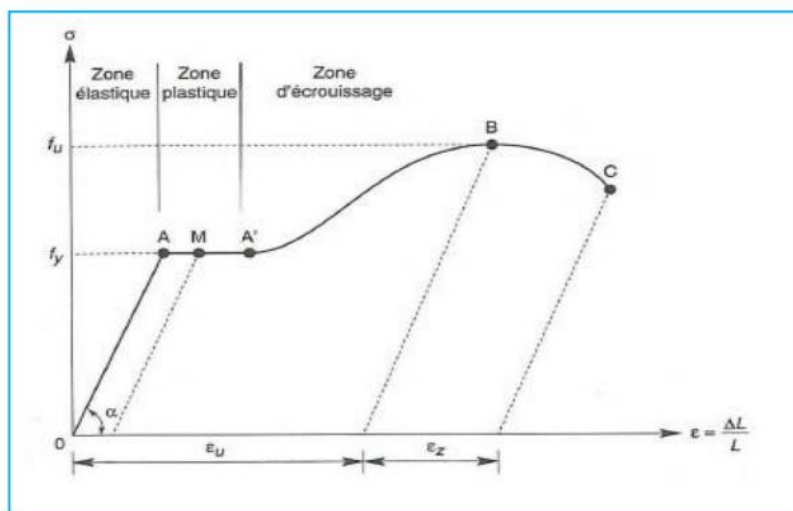


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

Propriétés mécanique : (§3.2.3 CCMA97)

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

-Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1+\nu)$.

-Masse volumique $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

• Béton

Le béton utilisé pour les fondations est dosé à 350 kg/m^3 de ciment ordinaire CPA dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Masse volumique $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$.
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction à 28 jour : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

1.6 Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- DTR BC 2.2 : Document Technique Réglementaire relatif aux charges permanentes et surcharges d'exploitation (Algérie).
- DTR C 3.1 – RPA 99 version 2003 : Règlement parasismique applicable aux constructions (édition 2003).
- DTR C 2.4-7 (RNV 2013) : Règlement Neige et Vent – Effets de la neige et du vent sur les constructions (édition 2013).
- BAEL91 modifié 99 – CBA93 : Béton armé aux états limites – Règles de calcul des structures en béton armé.
- DTR BC 2.44 : Règles de conception et de calcul des structures en acier – Code CCM 97.
- Eurocode 3 (EN 1993) : Calcul des structures en acier – Norme européenne utilisée à titre complémentaire.

Chapitre II

Étude climatique

Introduction

Ce chapitre vise à déterminer les sollicitations agissant sur la structure métallique, notamment la charge de neige et les actions du vent, pour la structure qui fait l'objet de notre mémoire. Cette étude s'appuie sur le règlement RNV2013.

II.1 Action de la neige

La charge de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée par la formule suivante :

$$S = Sk \times \mu \quad \text{Formule I-RNV/2013}$$

Avec :

Sk : Valeur de la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNV2013 en fonction de site et de l'altitude.

μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de la toiture et il est en fonction de la forme de la toiture
(Tableau I, §6.2.2.2, du RNV2013)

$$0 \leq \alpha = 6,84 \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0.8$$

II.1.1 Charge de neige sur le sol SK

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

Dans notre cas :

- Le projet est implanté à BEJAIA classée en zone A selon la classification de RNV2013.
- L'altitude du projet est d'environ 145m.

Donc : SK est donnée par la formule suivante :

$$Sk = \frac{0,07 \times h + 15}{100}$$

H : Altitude du site par rapport au niveau de la mer, $H = 145\text{m}$

Donc :

$$Sk = \frac{0,07 \times 145 + 15}{100} = 0,2515 \text{ KN /m}$$

$$\text{D'ou : } S = 0.8 \times 0,2515 = 20,12 \text{ daN/m}$$

II.2.2 Étude au vent

L'impact du vent sur les structures métalliques est crucial pour leur stabilité. Il est nécessaire de réaliser une étude approfondie pour déterminer les forces du vent sur le bâtiment, en tenant compte de chaque direction perpendiculaire aux parois. Cette analyse sera effectuée conformément au règlement neige et vent RNV2013. Comme notre structure dispose de quatre niveaux séparés par des planchers mixtes, on considère dans le calcul les niveaux séparés.

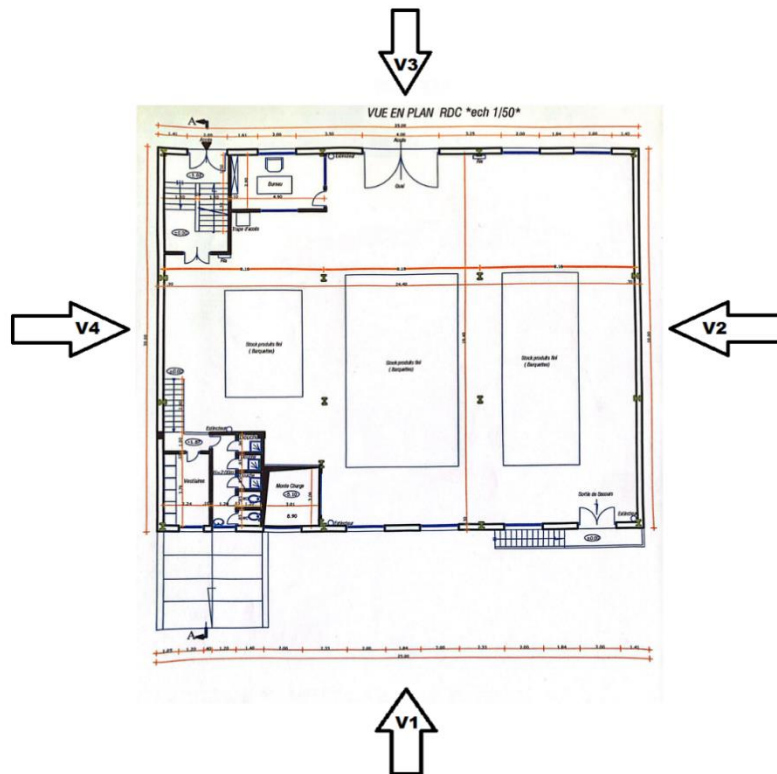


Figure II.1 : Les directions du vent

II.2.1 Détermination des différents paramètres des coefficients de calcul

Notre projet est situé à Akbou wilaya de Béjaia , classée selon RNV2013 en zone(I) du vent, donc la pression dynamique de référence est égale à :

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

[Tableau 2.2-RNV/2013]

II.2.2 Effet de site :

Notre structure est implantée au sud de la zone d'activité de Taharacht (ville Akbou), au niveau de la rive gauche des oued Soummam (Bejaia) reconnue comme une zone basse avec quelque obstacle isolé, selon les illustrations du règlement RNV2013, la catégorie de terrain est II

Le facteur de terrain (KT)	Le paramètre de rugosité Z0	La hauteur minimale (zmin)
0.19m	0.05m	2m

Le coefficient de topographie

La structure est implantée dans un site plat donc : $C_t = 1$ (Chapitre II RNVA2013)

II.2.3 Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$

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

$$q_p(z_e) = q_{ref} * c_e(z) \text{ (N/m}^2\text{)} \quad [Formule 2.1-RNV/2013]$$

On prend le cas de la direction (V1) façade principale

$$H_{mur} = 20,15m \quad H_{totale} = 21,65m \quad b = 25m$$

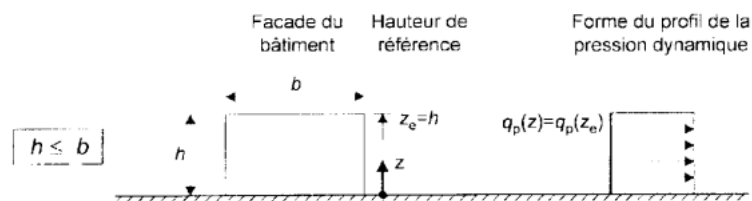


Figure II.2 : Hauteurs de référence Ze pour $h < b$

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent ;il est donné par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t z^2 \times C_r z^2 \times [1 + 7I_v z] \quad [Formule 2.2-RNV/2013]$$

Avec,

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.

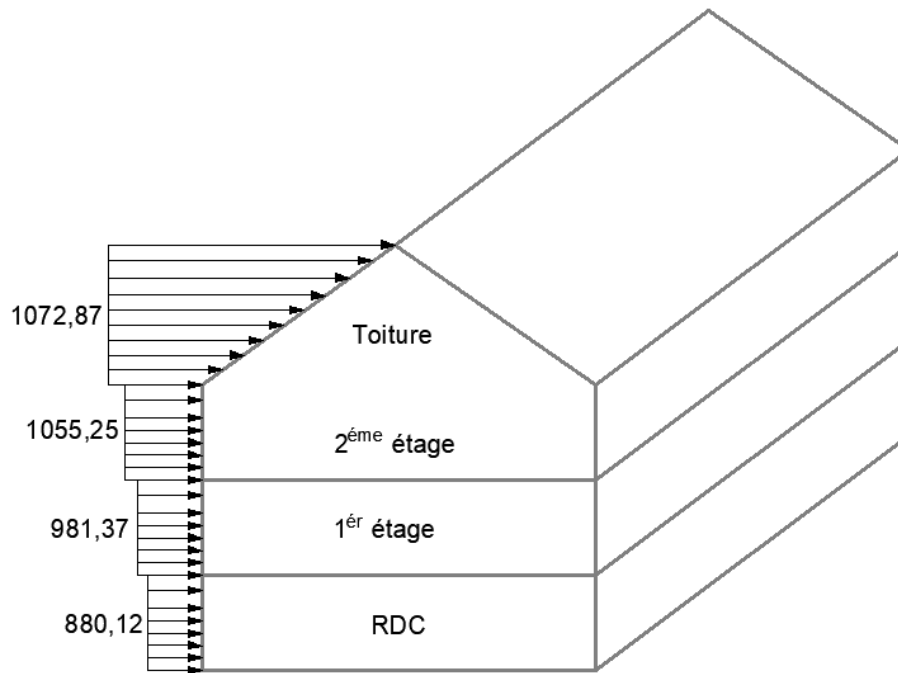
z (en m) est la hauteur considérée.

Pour notre cas, nous avons un terrain plat avec $C_t = 1$. Le coefficient d'exposition $C_e(z)$ est directement donné par le tableau 2.3 RNV2013 On utilisant la formule d'interpolation suivante

$$f(x) = f(x_1) + \frac{f(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1} (x - x_1)$$

Tableau II.1 : Les valeurs de la pression dynamique

Niveau	ze	Ce(z)	qp(N/m2)
RDC	9,95	2,347	880,125
Etage (1)	15,05	2,617	981,375
Etage(2)	20,15	2,814	1055,25
Toiture	21,65	2,861	1072,87

**Figure II.3** : Répartition de la pression dynamique de pointe

II.3. Détermination de coefficient de pression extérieure Cpe

Cpe S'obtient à partir des formules suivantes :

$$Cpe = Cpe1 \quad \text{si : } S \leq 1m^2$$

$$Cpe = Cpe1 + (Cpe10 - Cpe1) \times \log_{10}(S) \quad \text{si : } 1m^2 < S < 10m^2$$

$$Cp = Cpe10 \quad \text{si : } S \geq 10m^2$$

Tel que : S est la surface chargée de la paroi considérée en m² .

(RNV2013 ; paragraphe 5.1.1.2)

A) Vent perpendiculaire au long pan (façade principale V1)

On prend le RDC comme exemple de calcul

b : dimension perpendiculaire au vent (b=25m)

d : dimension parallèle au vent (d=20m)

h : Hauteur du poteau (h=9,95m) e = min [b, 2h] = 19,9

On a : $d=20\text{m} > e=19,9\text{m} \rightarrow$ Donc on utilise la légende suivante :

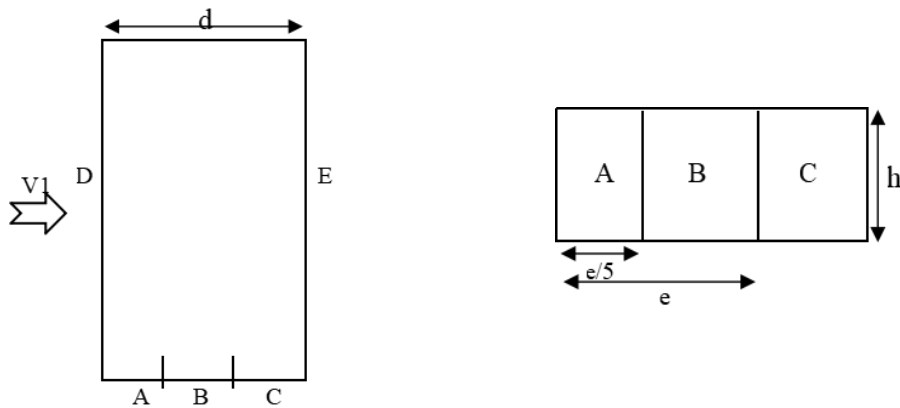


Figure II.4: Vue en plan et en élévation des zones de pressions sens $V1$

Zone(D), $S = 25 \times 9,95 = 248,75 \text{ m}^2 \Rightarrow S > 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

Zone (A), $S=3,98 \times 9,95 = 39,6\text{m}^2 \Rightarrow 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$

Tableau II.2. Les valeurs des C_{pe} sur la partie (entre sol) dans le sens $V1$

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	39,6	158,40	0,995	248,75	248,75
Cpe	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe10}
	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

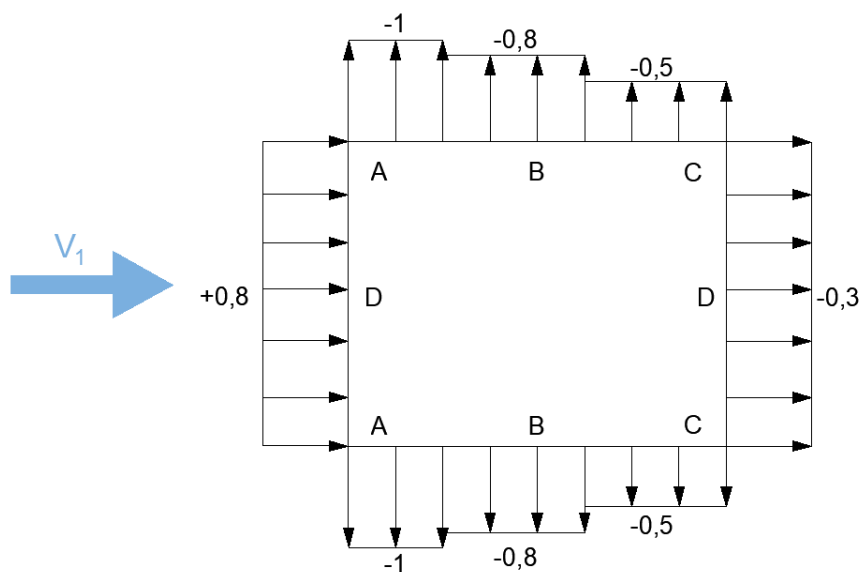


Figure II.5 : Répartition des C_{pe} sur les parois dans le sens $V1$

Toiture : nous avons une toiture à deux versants, selon le règlement RNV2013 P86, pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices (pour $\theta = 90^\circ$) il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-dessous [§5.1.8.1-RNV/2013]

Avec : $b = 25\text{m}$ $d = 23\text{ m}$ $h = 21,65\text{m}$ $5 < \alpha = 6,84^\circ < 15$

$$e = \min(b, 2h) = 25\text{m}$$

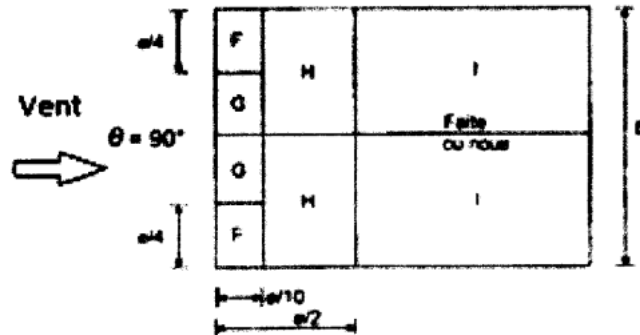


Figure II .6: légende pour les toitures a deux versant pour $\theta = 90^\circ$

On retire les valeurs de c_{pe} à partir du tableau 5.4 page 87 (coefficient de pression extérieur pour toiture a deux versant) en utilisant la formule d interpolation

Tableau II.3. Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1

Zone	F	G	H	I
Surface (m^2)	15,625	15,625	125	131,25
Cpe	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
	-1,545	-1,3	-0,6816	-0,582

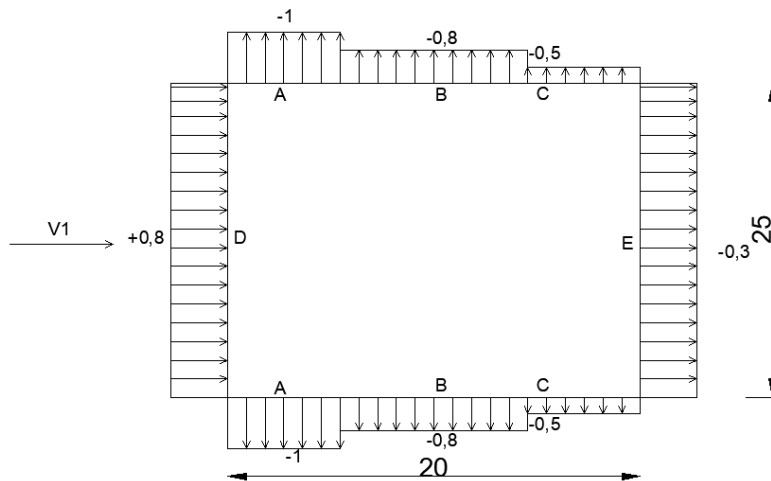


Figure II .7 : Répartition des C_{pe} correspond à chaque zone de la toiture Sens $V1$

II.4 Le coefficient de pression intérieur :

Notre structure possède des ouvertures comme suit :

Façade Niveau Ouvertures

Principal RDC 5 impostes (2×1) m^2 , 2 impostes ($1,2 \times 0,6$), 1 imposte ($2 \times 2,32$)

Étage 1 6 impostes (2×1) m^2

Étage 2 6 impostes (2×1) m^2

Arrière RDC 1 imposte ($2 \times 2,32$) m^2 , 3 impostes (2×1) m^2

Étage 1 6 impostes (2×1) m^2

Étage 2 6 impostes (2×1) m^2

Pignon Tous Aucune ouverture

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} dépend de la dimension répartition des ouvertures de notre structure et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surface de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{1 \times (2 \times 2,32) + 3 \times (2 \times 1)}{1 \times (2 \times 2,32) + 5 \times (2 \times 1) + 2 \times (1,2 \times 0,6)} = 0,616 \quad \frac{h}{d} = 0,4970 > 0,25$$

On trouve la valeur de C_{pi} par interpolation à partir de :

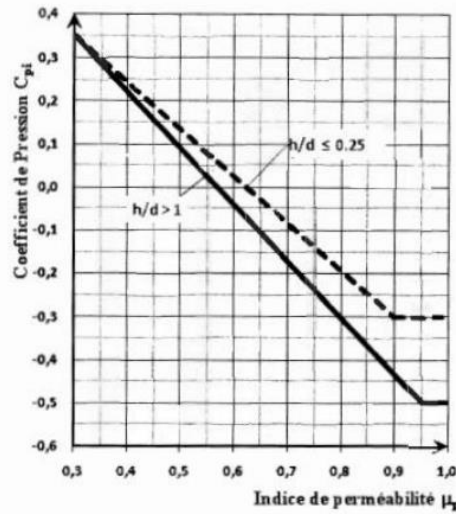


Figure II.8 : Les valeurs de C_{pi} des bâtiments sans face dominante

II.5. Calcul les pressions aérodynamiques agissant sur la structure :

Les pressions sont calculées par la formule :

$$W_{zj} = q_{(ze)} \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ (N/m}^2\text{)} \quad [\text{Formule 2.6-RNV/2013}]$$

On calcul de la même manière pour tous les autres niveaux, les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau II.4: Valeurs des pressions sur la partie(RDC) dans le sens V1

Zones	Z (m)	$q_p(ze)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
A	9,95	880,125	39,601	-1	-0,016	-866,043
B	9,95	880,125	158,404	-0,8	-0,016	-690,018
C	9,95	880,125	0,995	-0,5	-0,016	-425,980
D	9,95	880,125	248,75	0,8	-0,016	718,182
E	9,95	880,125	248,75	-0,3	-0,016	-249,955

Tableau II.5: Valeurs des pressions sur la partie(étage 1) dans le sens V1

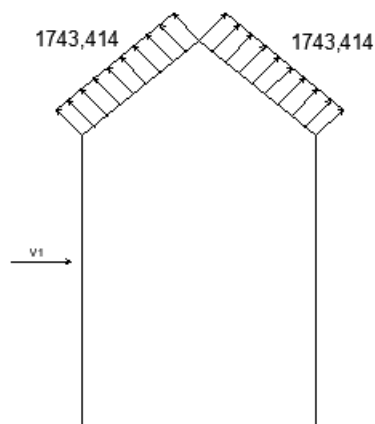
Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
A'	15,05	981,375	75,25	-1	-0,144	-840,057
B'	15,05	981,375	248,325	-0,8	-0,144	-643,782
D	15,05	981,375	376,25	0,8	-0,144	926,418
E	15,05	981,375	376,25	-0,3	-0,144	-153,094

Tableau II.6: Valeurs des pressions sur la partie(étage 2) dans le sens V1

Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
A'	20,15	1055,25	100,75	-1	0,08	-1139,67
B'	20,15	1055,25	332,47	-0,8	0,08	-928,62
D	20,15	1055,25	503,75	0,8	0,08	759,78
E	20,15	1055,25	503,75	-0,3	0,08	-400,995

Tableau II.7: Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1

Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
F	21,65	1072,87	15,625	-1,545	0,08	-1743,414
G	21,65	1072,87	15,625	-1,3	0,08	-1480,56
H	21,65	1072,87	125	-0,6816	0,08	-817,419
I	21,65	1072,87	131,25	-0,582	0,08	-710,239

**Figure II.9 :** Schéma des pressions sur et toiture sous V1

B) Vent perpendiculaire au long pan (façade arrière V3)

On calcul de la même manière, résultats obtenus sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau II.8: Valeurs des pressions sur la partie(Sol) dans le sens V3

Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
A	1,19	533,625	0,566	-1,3	-0,14	-619,005
B	1,19	533,625	2,26	-0,929	-0,14	-421,03
C	1,19	533,625	20,967	-0,5	-0,14	-192,105
D	1,19	533,625	29,75	0,8	-0,14	501,607
E	1,19	533,625	29,75	-0,3	-0,14	-85,38

Tableau II.9: Valeurs des pressions sur la partie(RDC) dans le sens V3

Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
A	7,31	796,5	21,37	-1	0,246	-992,44
B	7,31	796,5	85,497	-0,8	0,246	-833,139
C	7,31	796,5	39,327	-0,5	0,246	-594,189
D	7,31	796,5	365,5	0,8	0,246	441,261
E	7,31	796,5	365,5	-0,3	0,246	-434,889

Tableau II.10: Valeurs des pressions sur la partie(étage 1) dans le sens V3

Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
A'	12,41	929,625	61,603	-1	0,114	-1035,60
B'	12,41	929,625	205,212	-0,8	0,114	-849,677
D	12,41	929,625	310,25	0,8	0,114	637,722
E	12,41	929,625	310,25	-0,3	0,114	-384,864

Tableau II.11: Valeurs des pressions sur la partie (étage 2) dans le sens V3

Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
A'	17,51	1017,375	87,55	-1	0,089	-1107,921
B'	17,51	1017,375	288,915	-0,8	0,089	-904,44
D	17,51	1017,375	437,75	0,8	0,089	723,354
E	17,51	1017,375	437,75	-0,3	0,089	-395,758

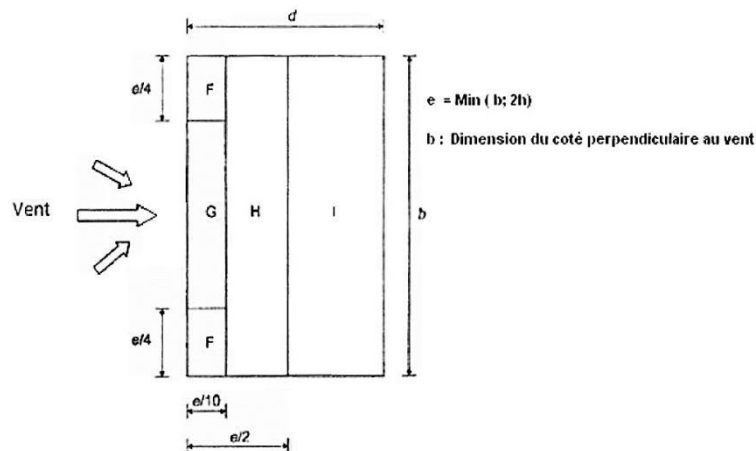
Tableau II.12 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V3

Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
F	19,01	1039,125	15,625	-1,545	0,089	-1697,726
G	19,01	1039,125	15,625	-1,3	0,089	-1443,171
H	19,01	1039,125	125	-0,6816	0,089	-800,653
I	19,01	1039,125	131,25	-0,582	0,089	-697,169

C) Vent perpendiculaire au pignon (V2 V4)

Nous avons $V2=V4$ (on commence le calcul à partir de RDC on raison de présence de voile périphérique sans ouvertures sur toute la profondeur du sous-sol de ces 2 cotées)

Concernant la toiture, pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices (pour $\theta = 0^\circ$) il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-dessous

**Figure II.10 :** légende pour les toitures a deux versant pour $\theta = 0^\circ$

On retire les valeurs de c_{pi} à partir du tableau 5.4 page 87 (coefficient de pression extérieur pour toiture à deux versant) on utilisant la formule d interpolation

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau II.13 : Valeurs des pressions sur la partie (RDC)le sens V2 V4

Zones	Z (m)	$q_p(z)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
A	6,12	339,21	14,98	-1	-0,3	-237,44
B	6,12	339,21	59,92	-0,8	-0,3	-169,605
C	6,12	339,21	78,09	-0,5	-0,3	-67,84
D	6,12	339,21	122,4	0,8	-0,3	373,13
E	6,12	339,21	122,4	-0,3	-0,3	0

Tableau II.14: Valeurs des pressions sur la partie (étage 1)le sens V2 V4

Zones	Z (m)	$q_p(z)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
A	11,22	384,67	48,24	-1	-0,35	-250,035
B	11,22	384,67	125,88	-0,8	-0,35	-173,1
C	11,22	384,67	103,89	-0,5	-0,35	-57,7
D	11,22	384,67	241,23	0,8	-0,35	442,37
E	11,22	384,67	241,23	-0,3	-0,35	19,23

Tableau II.15 : Valeurs des pressions sur la partie (étage 2)le sens V2 V4

Zones	Z (m)	$q_p(z)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W(z) (N/m ²)
A	16,32	408,75	70,176	-1	-0,42	-237,075
B	16,32	408,75	280,7	-0,8	-0,42	-155,32
C	16,32	408,75	80,64	-0,5	-0,42	-32,7
D	16,32	408,75	350,88	0,8	-0,42	489,67
E	16,32	408,75	350,88	-0,3	-0,42	49,05

Tableau II.16: Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 V4

Zones	Z (m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Aire (m ²)	cpe		Cpi	W(z) (N/m ²)	
				Dépression	Surpression		depression n	Surpression
F	17,82	412,5	13,22	-1,55	0,036	-0,42	-466,12	188,1
G	17,82	412,5	26,45	-1,12	0,036	-0,42	-288,75	188,1
H	17,82	412,5	261,05	-0,54	0,036	-0,42	-49,5	188,1
J	17,82	412,5	52,9	-0,56	0,1632	-0,42	-57,75	240,57
I	17,82	412,5	261,05	-0,67	0	-0,42	-103,125	173,25

Conclusion :

La valeur maximale des pressions les plus défavorables est provoquer par le vent perpendiculaire au long-pan dans la toiture sens V1

$$W_{\max} = -1743,414 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Chapitre III

Prédimensionnement Des éléments

Introduction

Ce chapitre porte sur le pré-dimensionnement et la vérification des éléments en fonction des différentes actions et sollicitations qui s'exercent sur la structure.

Élément secondaire

III.1. Étude des pannes

Les pannes sont des profils en (I), ou bien en (U), qui ont pour fonction de supporter la couverture elles sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan de versant, elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation ainsi que celle des charges climatiques.

Les données :

- Les pannes sont supposé de profilés IPE120 sont de longueur de $L=6,5m$
- Entraxe des pannes : $e = 1,5m$
- On dispose de 9 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- Angle d'inclinaison : $\alpha = 6,84^\circ$
- Les pannes sont en acier S235 : $f_y=235MPa$

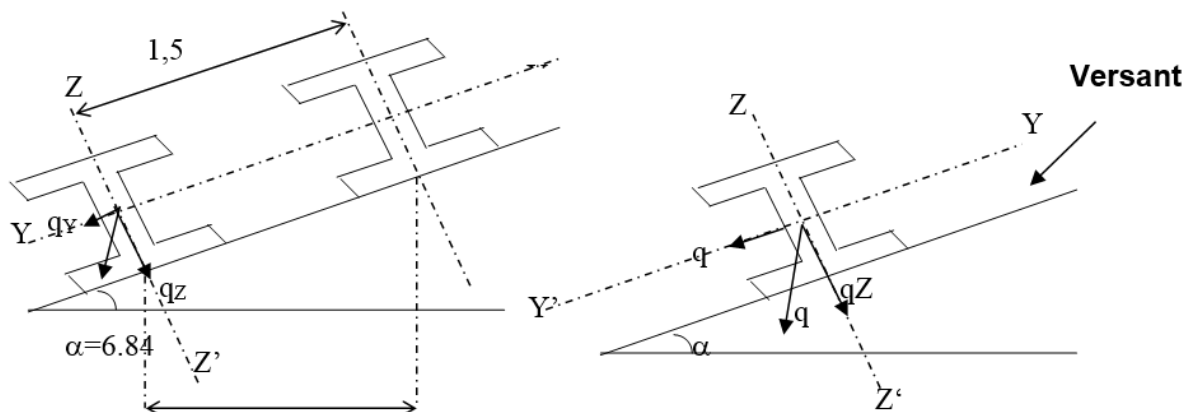


Figure III.1: Position des pannes sur le versant

III.1 .1 Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente (G)

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich)10.45kg/m² (Voir la fiche technique à l'Annexe 5)
- Poids propre d'accessoire d'attache3kg/m²
- Poids propre des pannes estimés à (IPE120)10,4kg/m²

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

$$G = [(10.45 + 3) \times (1,5)] + 10,4 = 0,305 \text{ KN/m}$$

b) surcharge d'entretien P_{eq}

On considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg Chacune située à 1/3 et 2/3 de la panne

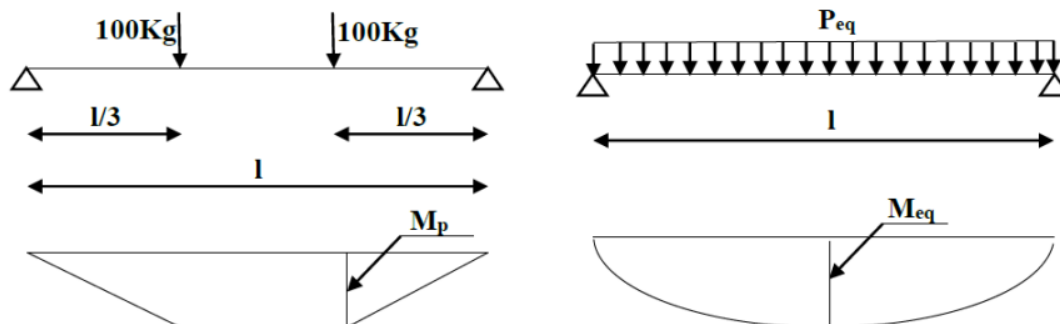


Figure III.2 : Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dues à P_{eq} aux charges ponctuelles P.

$$M_{max} = \frac{P \times L}{3} = \frac{p_{eq} \times l^2}{8} ; p_{eq} = \frac{8 \times P}{3 \times l} = \frac{8 \times 1}{3 \times 6,5} = 0,41 \frac{KN}{m}$$

c) Surcharge climatique due au vent :

$W^+ = 240,57 \text{ N/m}^2$ (Charge de vent sur la toiture voir chapitre 2)

$$W_{eq}^- = \frac{1743,41 \times 2,5 + 817,419 \times 4}{6,5} = -1173,569$$

$$W^+ = 240,57 \times e = 360,855 \text{ N/m} \quad e = \text{entraxe des pannes} = 1,5$$

$$w^- = -1173,569 \times e = -1760,353 \text{ N/m}$$

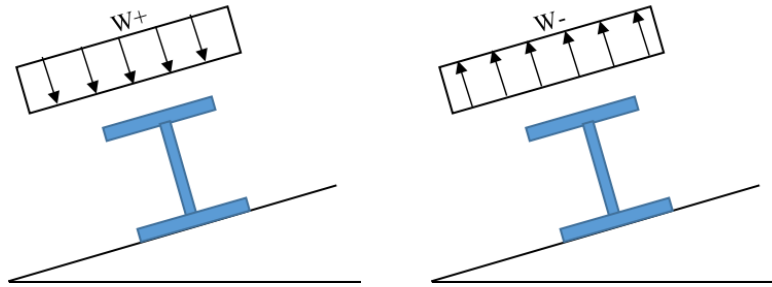


Figure III.3: Schéma statique de panne sous surcharge du vent

d) Surcharges de la neige :

$$S = 201,2 \text{ N/m}^2 \text{ (Voir chapitre II)}$$

$$S = s \cdot \cos(\alpha) = 200,56 \text{ N/m}^2$$

$$S = 200,56 \cdot 1.5 = 300,84 \text{ N/ml}$$

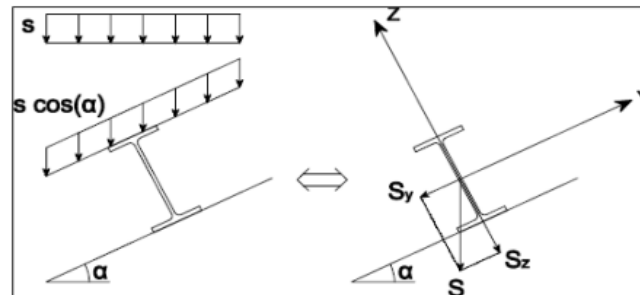


Figure III.4 : Charge de la neige sur la panne.

III.1.2. Combinaisons de charge les plus défavorables

✓ Les charges et surcharge appliquée

$$G = 0,305 \text{ KN/ml}$$

$$Peq = 0,41 \text{ KN/ml}$$

$$W^+ = 0,36 \text{ KN/ml}$$

$$W^- = 1,760 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.30 \text{ KN/ml}$$

✓ Décomposition des charges

Suivant l'axe Z-Z

$$G_{zz} = G \times \cos \alpha = 0,305 \times \cos 6,84 = 0,302 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = P_{eq} \times \cos \alpha = 0,41 \times \cos 6,84 = 0,407 \text{ KN/ml}$$

$$w_{zz+} = 0,36 \text{ KN/ml}$$

$$w_{zz-} = 1,760 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \times \cos \alpha = 0,3 \times \cos 6,84 = 0,297 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe Y-Y

$$G_{yy} = G \times \sin \alpha = 0,305 \times \sin 6,84 = 0,036 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = P_{eq} \times \sin \alpha = 0,41 \times \sin 6,84 = 0,048 \text{ KN/ml}$$

$$w_{yy+} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$w_{yy-} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \times \sin \alpha = 0,3 \times \sin 6,84 = 0,035 \text{ KN/m}$$

III.1.3. Combinaison d'actions

N° (combinaison)	ELU	ELS
1	1.35G+1,5Q	G+Q
2	1,35G+ 1,5W ⁺	G+W ⁺
3	1,35G+ 1,5S	G+S
4	1,35G+0,9(S+W ⁺)	G+0,9(S+W ⁺)
5	G- 1,5W ⁻	G-W ⁻

Tableaux III.1: résultats des sollicitations

		G(KN/m)	Q(KN/m)	W ⁺ (KN/m)	W ⁻ (KN/m)	S(KN/m)
Décomposition de charge	Selon yy	0,036	0,048	0	0	0,035
	Selon zz	0,303	0,407	0,36	1,760	0,29
Combinaison		1	2	3	4	5
ELU	Selon yy	0,1206	0,0486	0,1011	0,0801	0,036
	Selon zz	1,0195	0,547	0,844	0,994	-2,337
ELS	Selon yy	0,084	0,036	0,071	0,0675	0,036
	Selon zz	0,71	0,663	0,593	0,888	-1,457

D'après ce tableau on peut extraire les sollicitations maximales :

ELU

$$q_u y = 1.35G + 1.5Q = 0.1206 \text{ KN/m.}$$

$$q_u z = G - 1.5W = -2.337 \text{ KN/m.}$$

ELS

$$q_s y = G + Q = 0.084 \text{ KN/m.}$$

$$q_s z = G - W = -1.457 \text{ KN/m.}$$

III.1.4 Pré dimensionnement

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

Condition de flèche (l'ELS) et Condition de résistance (l'ELU).

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

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \quad I_y \geq \frac{1000 \times 1.457 \times 10^{-3} \times 6.5^3}{384 \times 210000}$$

Ce que nous donne $I_y \geq 496.19 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un **IPE140**

→ On recalcule le **G** on prenant compte du poids propre d'**IPE140**

$$G = (0.1045 + 0.03) \times 1.5 + 0.129 = 0.33 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.33 \times \cos(6.84) = 0.33 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.33 \times \sin(6.84) = 0.039 \text{ KN/ml}$$

→ On recalcule les combinaisons de charge avec les nouvelles valeurs de G:

Tableaux III.2: résultats des sollicitations

		G(KN/m)	Q(KN/m)	W ⁺ (KN/m)	W ⁻ (KN/m)	S(KN/m)
Décomposition de charge	Selon yy	0,039	0,048	0	0	0,035
	Selon zz	0,33	0,407	0,36	1,760	0,296
COMBINAISON		1	2	3	4	5
ELU	Selon yy	0,124	0,052	0,105	0,09	0,039
	Selon zz	1,056	0,985	0,889	1,33	-2,31
ELS	Selon yy	0,087	0,039	0,074	0,07	0,039
	Selon zz	0,737	0,69	0,626	0,92	-1,43

D'après ce tableau on peut extraire les sollicitations maximales :

ELU

qu y = 1.35G+1.5Q = 0,124KN/m.

qu z = G- 1,5W⁻ = - 2,31KN/m.

ELS

qs y = G+Q=0,087 KN/m.

qs z = G- 1,5W⁻ = -1,43KN/m.

III.1.5. Vérification des pannes :

Vérification à l'ELS (flèche) :

Selon L'axe (ZZ) :

$$F \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{6500}{200} = 32,5mm$$

$$F_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,43 \times 10^{-3} \times 6,5^4}{384 \times 210000 \times 541 \times 10^{-8}} = 29mm \leq 32,5mm \text{ condition vérifié}$$

Selon L'axe (yy) :

$$F_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,087 \times 10^{-3} \times 6,5^4}{384 \times 210000 \times 44,9 \times 10^{-8}} = 21,4mm \leq 32,5mm \text{ condition vérifié}$$

Vérification à l'ELU:

Vérification à la flexion déviée :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{plrd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plrdz}}\right)^{\beta} \leq 1$$

Selon L'axe (yy) :

$$M_{sd y} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{2,31 \times 6,5^2}{8} = 12,19 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd y} = \frac{w_{plrd} \times f_y}{1,1} = \frac{88,3 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 18,86 \text{ kn.m}$$

→ $M_{sd y} < M_{pl y}$ La condition est vérifiée

Selon L'axe (zz) :

$$M_{sd z} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{0,124 \times 6,5^2}{8} = 0,65 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd z} = \frac{w_{plrdz} \times f_z}{\gamma_{m0}} = \frac{19,3 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 4,12 \text{ kn.m}$$

→ $M_{sd z} < M_{pl z}$ La condition est vérifiée

$$\left(\frac{12,19}{18,86}\right)^2 + \left(\frac{0,65}{4,12}\right)^1 = 0,57 < 1 \text{ condition vérifiée} \quad \text{On retient toujours l'IPE140}$$

Vérification de l'effort tranchant :

Selon L'axe (zz) :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd, z} \leq V_{pl, z} \quad \text{Et} \quad V_{sd, y} \leq V_{pl, y}$$

$$V_{sd z} = \frac{qz \times l}{2} = \frac{2,31 \times 6,5}{2} = 7,507 \text{ kn}$$

$$V_{pl z} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{7,64 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 94,357 \text{ kn}$$

7,507 < 94,375 condition vérifiée

Selon L'axe (yy) :

$$V_{sd y} = \frac{qy \times l}{2} = \frac{0,124 \times 6,5}{2} = 0,403 \text{ kn}$$

$$V_{pl y} = \frac{A_{vy} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{10,76 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 132,72 \text{ kn}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 10,76 \text{ cm}^2$$

$$0,403 < 132,72 \text{ condition vérifiée}$$

Vérification au déversement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd,max} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{sd,max} = M_{y,ed} = 12,19 \text{ KN.m}$$

Avec : $\beta_w = 1 \rightarrow$ Section de classe 1 et : $\gamma_{m1} = 1$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{[\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0,5}]}$$

$$\varphi_{lt} = 0,5[1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0,2) + \lambda_{lt}^2]$$

$$\alpha_{lt} = 0,21 \text{ (profile laminés)}$$

$$\lambda_{lt} \text{ c'est l'élancement de déversement} \quad \lambda_{lt} = \lambda_1 = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_w} \quad (EC.3 p423-F.12)$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93,9 \rightarrow \lambda_{lt} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(L / i_z)}{\sqrt{[C_1 * (1 + (1/20) * ((1/i_z) / (h/t_f))^2)^{0,25}]}} \quad (EC.3 p423 - F.12)$$

$$\text{avec : } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{325}{2,05}}{\sqrt{1,132(1 + \frac{1}{20}(\frac{325}{140})^2)^{0,25}}} = 105,06$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{105,06}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,11 > 0,4 \Rightarrow \text{Il y a un risque de déversement}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1,11 - 0,2) + 1,11^2] = 1,21$$

$$\chi_{LT} = 1,22 + \frac{1}{(1,22^2 - 1,11^2)^{0,5}} = 3,41$$

$$\text{Donc : } M_{b,rd} = 3,41 \times 1 \times \frac{88,34 \times 10^{-3} \times 23,5}{1,1} = 6,43 \text{ Kn.m}$$

La condition $M_{sd,max} < M_{b,rd}$ n'est pas vérifiée, on adopte des liernes à mi-travée

$$M_{sd,max} = M_{ysd} = \frac{qz \times \frac{L^2}{2}}{8} \quad \text{avec } \frac{l}{2} = 3,25m \quad M_{sd,max} = 3,04 \text{ K.N.m}$$

Donc la condition est vérifiée, on adopte des IPE140 avec des liernes à mi-travée

III.2. Calcul des liernes

Les liernes sont des éléments en traction, souvent en barres ou cornières, servant à stabiliser les pannes contre les déformations latérales dues à la charge Q_y . Sans elles, la faible inertie des pannes oblige à utiliser des sections plus grandes et plus coûteuses.

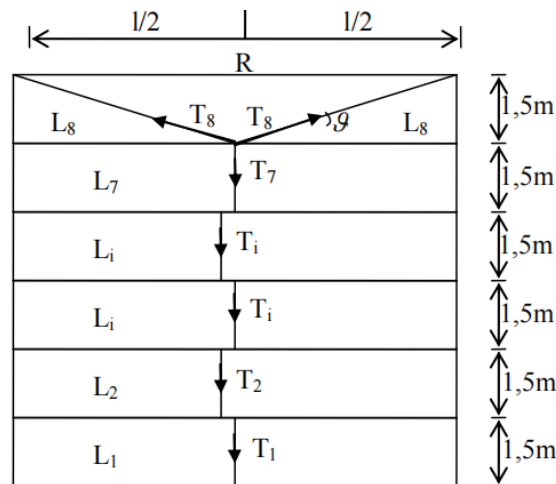


Figure III.5 : Position des liernes

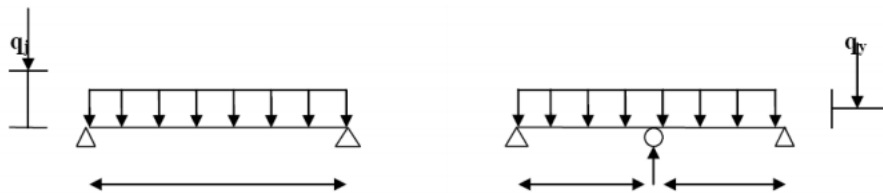


Figure III.6 : schéma statique des pannes avec liernes

III.2.1 Les efforts dans les liernes :

La combinaison de charge la plus défavorable est :

$$q_y = 1,35G + 1,5Q = 0,124 \text{ K.N/ml}$$

La réaction au niveau de la lierne est :

$$R = 1,25 \times q_y \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 0,124 \times \frac{6,5}{2} = 0,504 \text{ K.N}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,504}{2} = 0,252$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = T_1 + R = 0,756 \text{ KN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 1,26 \text{ KN} \frac{L}{2} =$$

$$T_4 = T_3 + R = 1,764 \text{ KN}$$

$$T_5 = T_4 + R = 2,268 \text{ KN}$$

$$T_6 = T_5 + R = 2,772 \text{ KN}$$

$$T_7 = T_6 + R = 3,276 \text{ KN}$$

$$T_8 = T_{\text{bretelle}} = \frac{T_7 + R}{2 \times \sin \theta} \quad \tan \theta = \frac{e}{\frac{L}{2}} = 0,461 \quad \theta = 24,75^\circ$$

$$T_8 = T_{\text{bretelle}} = 4,51 \text{ KN}$$

III.2.2 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est T_{bretelle}

Condition de vérification à la résistance plastique de la section brute :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$\text{Avec} \quad N_{pl} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{4,51 \times 1,1}{235} = 21,11 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \geq 21,11 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc} \quad \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 21,11}{\pi}} = 5,18 \text{ mm}$$

On adopte une barre ronde de diamètre $\phi = 8 \text{ mm}$

III.3. Calcul d'échantignole :

L'échantignole est un dispositif de fixation reliant les pannes aux fermes ou aux traverses des portiques, son principal effort de résistance est le moment de déversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

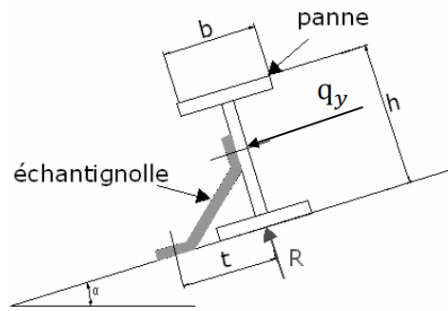


Figure III.7 : Représentation de l'échantignolle.

III.3.1 Principe de dimensionnement

l'excentrement t est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour IPE140 $b=7,3\text{cm}$ $h=14\text{cm}$

$7,3\text{cm} \leq t \leq 10,95\text{cm}$, On adopte $t=8\text{cm}$

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment provoquer par l'effort de soulèvement max de vent,

La combinaison la plus défavorable est : $G-1,5W$

$$q_{uZ}=2,31 \text{ KN ml}$$

$$q_{uY} = 0,039 \text{ KN ml}$$

L'effort revenant à l'échantignolle :

$$R_Z = 2 \times 2,31 \times \frac{6,5}{2} = 15,015 \text{ KN}$$

$$R_Y = 2 \times 2,31 \times \frac{6,5}{2} = 0,25 \text{ KN}$$

R_Z et R_Y provoquent le pliage de l'échantignolle donc il faut vérifier

$$M_{sd} = R_Z \times t + R_Y \times \frac{h}{2}$$

$$M_{sd} = 15,015 \times 0,08 + 0,025 \times \frac{0,14}{2} = 1,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{rd}$$

$$M_{\text{pliage}} = W_{ely} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ely} > 5,71 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Pour une section rectangulaire On prend $a=b=15$

$$W_{ely} = \frac{a \times e^2}{6} \rightarrow e > 15,11 \text{ mm}$$

On prend une échantignole de 20mm d'épaisseur.

Remarque : vu l'épaisseur importante de l'échantignole le coté économique n'est pas respecté donc il est préférable d'utiliser une échantignole de 10mm d'épaisseur avec un raidisseur

III.4. Calcul des lisses de bardages

Les lisses de bardage sont des profilés métalliques, généralement en U, disposés horizontalement entre les poteaux. Elles servent à fixer les éléments de bardage et à transmettre les efforts horizontaux dus au vent vers la structure porteuse. Elles sont aussi calculées pour résister à leur propre poids, aux charges du bardage et aux surcharges climatiques éventuelles.

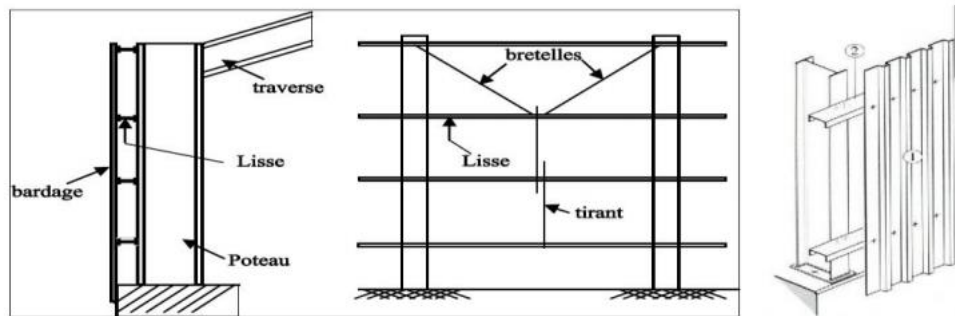


Figure III.8 : lisse de bardage

1) COTÉ PIGNON :

Critères de conception :

La portée de la lisse est de : $L = 6,5 \text{ m}$.

Entraxe des lisses : $e = 1,6 \text{ m}$

On dispose de 11 lisses de bardage.

Les lisses sont en acier S235 : $F_y = 235 \text{ MPa}$.

III.4.1. Évaluation des charges et surcharge :

a) Charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) $10,45 \text{ kg/m}^2$.

- Poids propre d'accessoire d'attache..... 3 kg/m².
- Poids propre de l'UPE estimé(140).....14,5 Kg/m.

$$G = (P_{couverture} + P_{accessoir}) * e + P_{lisse}$$

e : espacement entre les lisses (e=1.6m)

$$G = (10,45+3) \times 1.6 + 14,5 = 36,02 \text{ Kg/m} \quad G = 0.36 \text{ KN/m}$$

b) Charge due au vent

La charge du vent la plus défavorable est : $max = 1,139 \text{ KN/m}^2$

$$W = 1,6 \times 113,9 = 182,24 \text{ daN/m} \quad W = 1,8224 \text{ KN/m}$$

Charges appliquée a l'ELU et L'ELS

à L'ELU :

$$qY^U = 1,35 G = 1,35 \times 0,36 = 0,486 \text{ KN/m}$$

$$qZ^U = 1,5 W = 1,5 \times 1,822 = 2,733 \text{ KN/m}$$

à L'ELS :

$$qY^S = G = 0,36 \text{ KN/m}$$

$$qZ^S = W = 1,8224 \text{ KN/m}$$

III.4.2. Pré-dimensionnement des lisses :

Se fait par la condition de la flèche (ELS) : $f \leq f_{adm}$

$$F_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \quad f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$F_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times 1,8224 \times 10^{-3} \times 6,5^3}{384 \times 210000}$$

$$I_y \geq 620,63 \text{ cm}^4 \text{ donc on opte pour un UPE 160}$$

→ On recalcule le G on prenant compte du poids propre d'UPE 160

$$G = (10,45+3) \times 1.6 + 17 = 38,52 \text{ Kg/m} \quad G = 0,3852 \text{ KN/m}$$

$$qY^U = 1,35 G = 0,52002 \text{ KN/m}$$

Vérification de la flèche

$$F \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{6500}{200} = 32,5 \text{ mm}$$

Selon L'axe (ZZ) :

$$F_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,88224 \times 10^{-3} \times 6,5^4}{384 \times 210000 \times 911 \times 10^{-8}} = 22,86 \text{ mm} \leq 32,5 \text{ mm} \text{ condition vérifié}$$

Selon L'axe (YY) :

$$F_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,36 \times 10^{-3} \times 6,5^4}{384 \times 210000 \times 107 \times 10^{-8}} = 37,23 \text{ mm} \leq 32,5 \text{ mm} \text{ condition non vérifié}$$

Dans son cas on intègre des liernes a mi-travée :

$$F_y = \frac{5 \times q_y \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,36 \times 10^{-3} \times 3,25^4}{384 \times 210000 \times 107 \times 10^{-8}} = 2,327 \text{ mm} \leq \frac{L}{200} = 16,25 \text{ mm} \text{ condition vérifié}$$

Vérification a l'ELU (flexion biaxial) :

Condition de la résistance

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{plrd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plrdz}}\right)^\beta \leq 1 \text{ avec } \alpha = 2, \beta = 1 \text{ (Selon EC3, Pour les profiles en U)}$$

Sur L'axe (yy) la force est sous l'effet de la charge permanente :

$$M_{sdy} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{2,733 \times 6,5^2}{8} = 14,43 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrdy} = \frac{w_{ply} \times f_y}{1,1} = \frac{132 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 28,2 \text{ kn.m}$$

$$\rightarrow M_{sdy} < M_{ply} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Sur L'axe (zz) : la charge présente est la charge due au vent :

$$M_{sdz} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,52002 \times 6,5^2}{8} = 0,27 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrdz} = \frac{w_{plz} \times f_z}{\gamma_{m0}} = \frac{41,5 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 8,865 \text{ kn.m}$$

$$\rightarrow M_{sdz} < M_{plz} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\left(\frac{14,43}{28,6}\right)^2 + \left(\frac{0,27}{8,865}\right)^1 = 0,28 < 1 \text{ condition vérifiée} \quad \text{On retient toujours l'UPE 160}$$

Vérification au cisaillement :

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

$$V_{sdz} = \frac{qz \times l}{2} = \frac{2,733 \times 6,5}{2} = 8,882 \text{ kn}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{10 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 123,43 \text{ kn}$$

$$8,882 < 123,43 \text{ condition vérifiée}$$

Selon L'axe (yy) :

$$V_{sdy} = \frac{qy \times l}{2} \times 1,25 = \frac{0,52 \times 6,5}{2} \times 1,25 = 2,11 \text{ kn}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{8,8 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 108,5 \text{ kn} \quad (A_{vy} = h \times t_w)$$

$$1,69 < 108,5 \text{ condition vérifiée}$$

III.4.3. calculs des liernes dans la lisse de bardage :

La réaction au niveau de la lierne est :

$$R = 1,25 \times qy \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 0,124 \times \frac{6,5}{2} = 2,1125 \text{ KN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{2,11}{2} = 1,056 \text{ KN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 3,168 \text{ KN}$$

$$T_9 = 17,95 \text{ KN}$$

$$T_{10} = T_{\text{bretelle}} = \frac{T_9 + R}{2 \times \sin \theta} \quad \text{avec} \quad \tan \theta = \frac{e}{\frac{l}{2}} = 0,49 \quad \theta = 26,104^\circ \quad 22,8$$

$$T_{11} = T_{\text{bretelle}} = 22,8 \text{ KN}$$

Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est T_{bretelle}

Condition de vérification à la résistance plastique de la section brute :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} \quad \text{Avec} \quad N_{pl} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{22,8 \times 1,1}{235} = 97,02 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \geq 97,02 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc } \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 97,02}{\pi}} = 11,11 \text{ mm}$$

On adopte une barre ronde de diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$

2) COTÉ long pan :

Critères de conception :

La portée de la lisse est de : $L = 8,16 \text{ m}$.

Entraxe des lisses : $e = 1,6 \text{ m}$

Évaluation des charges et surcharge :

a) Charges permanentes :

$$G = 0,36 \text{ KN/m}$$

b) Charge due au vent

La charge du vent la plus défavorable est : $s_{max} = 0,926 \text{ KN/m}^2$

$$W = 1,6 \times 0,926 = 1,482 \text{ KN/m}$$

Charges appliquée a l'ELU et L'ELS

à L'ELU :

$$qY^U = 1,35 G = 1,35 \times 0,36 = 0,486 \text{ KN/m}$$

$$qZ^U = 1,5 W = 1,5 \times 1,482 = 2,223 \text{ KN/m}$$

à L'ELS :

$$qY^S = G = 0,36 \text{ KN/m}$$

$$qZ^S = W = 1,482 \text{ KN/m}$$

Prédimensionnement des lisses :

Se fait par la condition de la flèche (ELS) : $f \leq f_{adm}$

$$F_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \text{ et la flèche admissible : } f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$F_z = \frac{5 \times 1,482 \times l^4}{384 \times E \times I_y} \rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times 1,8224 \times 10^{-3} \times 8,16^3}{384 \times 210000}$$

$I_y \geq 998,546 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un UPE 180

→ On ajoute le poids propre de la lisse, puis on recalcule les charges selon les deux axes à l'ELU et l'ELS.

$$G = (10,45 + 3) \times 1,6 + 19,7 G = 0,412 \text{ KN/m}$$

$$qY^U = 1,35 G = 0,556 \text{ KN/m}$$

$$qY^S = G = 0,412 \text{ KN/m}$$

Vérification de la flèche :

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{8160}{200} = 40,8$$

Selon L'axe (ZZ) :

$$F_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,4824 \times 10^{-3} \times 8,16^4}{384 \times 210000 \times 1350 \times 10^{-8}} = 30,16 \text{ mm} \leq 40,8 \text{ mm condition vérifié}$$

Selon L'axe (YY) :

$$F_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,412 \times 10^{-3} \times 8,16^4}{384 \times 210000 \times 144 \times 10^{-8}} = 78,65 \text{ mm} \leq 32,5 \text{ mm condition non vérifié}$$

Dans son cas on intègre des liernes a mi-travée :

$$F_y = \frac{5 \times q_y \times (\frac{L}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,36 \times 10^{-3} \times 4,08^4}{384 \times 210000 \times 107 \times 10^{-8}} = 2,015 \text{ mm} \leq \frac{\frac{L}{2}}{200} = 20,4 \text{ mm condition vérifié}$$

Vérification a l'ELU (flexion biaxial) :

$$M_{sdy} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{2,223 \times 8,16^2}{8} = 18,502 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrdy} = \frac{w_{ply} \times f_y}{1,1} = \frac{132 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 36,95 \text{ kn.m}$$

→ $M_{sdy} < M_{ply}$ La condition est vérifiée

Sur L'axe (zz) : la charge présente est la charge due au vent :

$$M_{sdz} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,556 \times 8,16^2}{8} = 4,627 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrdz} = \frac{w_{plz} \times f_z}{\gamma_{m0}} = \frac{52,3 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 11,17 \text{ kn.m}$$

→ $M_{sdz} < M_{plz}$ La condition est vérifiée

$$\left(\frac{18,02}{36,95}\right)^2 + \left(\frac{4,627}{11,17}\right)^1 = 0,67 < 1 \text{ condition vérifiée} \quad \text{On retient toujours l'UPE 160}$$

Vérification au cisaillement :

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

$$V_{sdz} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{2,33 \times 8,16}{2} = 9,069 \text{ kn}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{11,2 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 138,14 \text{ kn}$$

$$7,507 < 123,43 \text{ condition vérifiée}$$

Selon L'axe (yy) :

$$V_{sdy} = 1,25 \times \frac{q_y \times l}{2} = 1,25 \times \frac{0,556 \times 8,16}{2} = 2,835 \text{ kn}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{9,9 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 122,109 \text{ KN} \quad (A_{vy} = h \times t_w)$$

$$2,835 < 122,109 \text{ Condition vérifiée}$$

Calculs des liernes dans la lisse de bardage :

La réaction au niveau de la lierne est :

$$R = 1,25 \times q_y \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 0,556 \times \frac{8,16}{2} = 2,835 \text{ KN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{2,835}{2} = 1,417 \text{ KN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 3,168 \text{ KN}$$

$$T_9 = 24,09 \text{ KN}$$

$$T_{10} = T_{\text{bretelle}} = \frac{T_9 + R}{2 \times \sin \theta} \quad \text{avec} \quad \tan \theta = \frac{e}{\frac{L}{2}} = 0,392 \quad \theta = 21,40^\circ$$

$$T_{11} = T_{\text{bretelle}} = 36,89 \text{ KN}$$

Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est T_{bretelle}

Condition de vérification à la résistance plastique de la section brute :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} \quad \text{Avec} \quad N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{36,89 \times 1,1}{235} = 172,67 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \geq 122,18 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc} \quad \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 122,18}{\pi}} = 14,82 \text{ mm}$$

On adopte une barre ronde de diamètre $\phi = 16 \text{ mm}$

III.5. Étude de l'escalier :

Les escaliers sont des éléments qui permettent de passer d'un niveau à un autre. Dans notre projet les escaliers sont en charpente métallique, elles sont composées de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive IPE encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

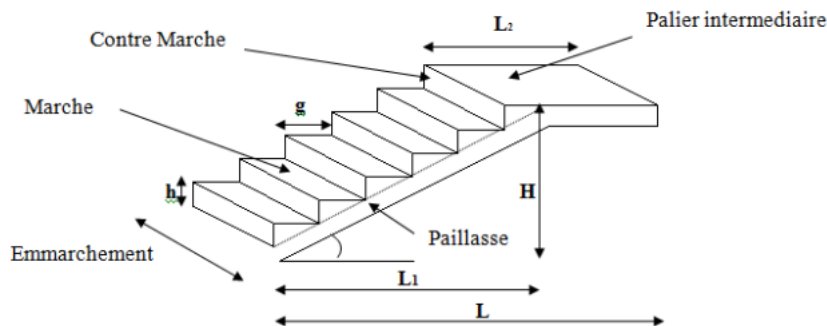


Figure III.9 : schéma d'un escalier

III.5.1. Pré dimensionnement de l'escalier :

h: Hauteur de la contre marche donné par : $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H = 1,7 \text{ m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60\text{cm} \leq g+2h \leq 64\text{cm} \quad \text{avec } h = \frac{H}{n}$$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10 \text{ contre marche}$$

$n-1 = 9$ marches

$$60\text{cm} \leq g+2 \times 17 \leq 64\text{cm}$$

$$26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm} \quad \text{On prend : } g = 28 \text{ cm}$$

$$\text{Angle d'inclinaison : } \alpha = \arctan\left(\frac{1,7}{2,52}\right) = 34,004^\circ$$

Schéma statique :

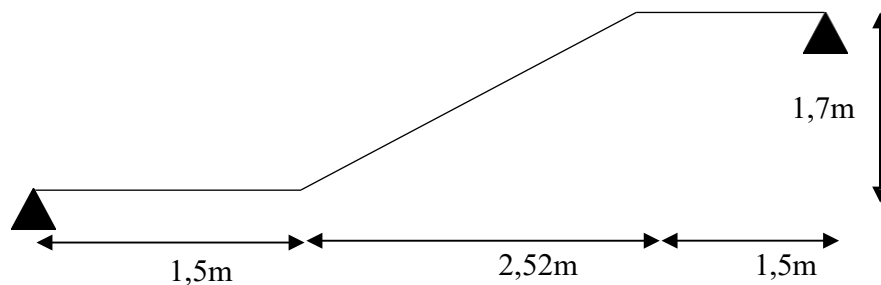


Figure III.10 : Schéma statique de la volée

III.5.2. Evaluation de charge :

Charge permanente :

- Revêtement ($e=2\text{cm}$) : $G_{rev} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) : $G_{mortier} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Tôle striée (5mm) : $G_{tôle} = 78,5 \times 0,005 = 0,39 \text{ KN/m}^2$
- Garde de corps ($e=2\text{cm}$) : $G_{garde} = 78,5 \times 0,02 = 1,57 \text{ KN/m}^2$

$$G = 2,76 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation :

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

III.5.3.Calcul des éléments de l'escalier :

III.5.3.1. Etude de cornière du support :

III.5.3.1.1 Pré dimensionnement :

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple, chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

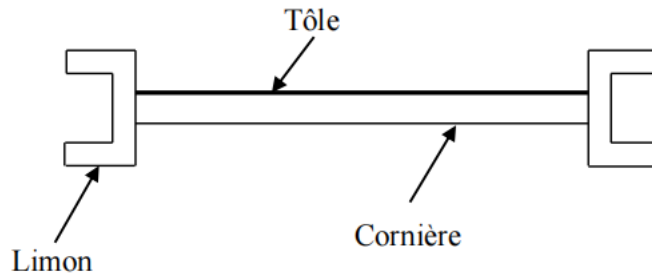


Figure III.11 : *schema d'une marche*

III.5.3.1.2. Condition de flèche :

On a une poutre posée sur deux appuis simples et une charge uniformément répartie donc on vérifie que :

$$q_s = (G + Q) \times \frac{g}{2} = 0,725 \text{ kn/ml } G_{\text{cornière}}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 0,725 \times 1500^3}{384 \times 210000} = 4,5514 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On adopte une cornière à ailes égales de : L40×40×5

$$I_y = I_z = 5,43 \text{ cm}^4$$

Avec les caractéristiques suivantes : $e_{lz} = W_{ely} = 1,91 \text{ cm}^3$

$$G_{\text{cornière}} = 3,03 \text{ Kg/m}$$

On revérifie la flèche en prenant compte du poids propre de la cornière :

$$q_s' = q_s + G_{\text{cornière}} = 0,725 + 0,0303$$

$$q_s' = 0,755 \text{ kn/ml}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_s' \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0,755 \times 1500^4}{384 \times 210000 \times 5,43 \times 10^4} = 4,36 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1500}{300} = 5 \text{ mm}$$

$F_z = 4,36 \text{ mm} \leq f_{adm} = 5 \text{ mm}$ la condition de flèche est vérifiée

III.5.3.1.3. Vérification de la résistance :

Moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{qu' \times l^2}{8}$$

$$qu = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{g}{2} = 1,032 \text{ kn/ml}$$

$$qu' = qu + G_{cornière} = 1,032 + 0,0409 = 1,073 \text{ kn/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{1,073 \times 1,5^2}{8} = 0,302 \text{ kn/ml}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1} = \frac{1,91 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 0,448 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 0,302 < M_{ply} = 0,448$ La condition est vérifiée

III.5.3.1.4 vérifications du Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{qu' \times l}{2} = \frac{1,073 \times 1,5}{2} = 0,805 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times 1} \quad A_{vz} = h \times t = 5 \times 40 = 200 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 200}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 27,135 \text{ kn}$$

$V_{sd} = 0,805 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 27,135 \text{ KN}$ La condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc **L40x40x5** convient comme cornière de support.

III.5.3.2 Étude de limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui. La charge revenant au limon est :

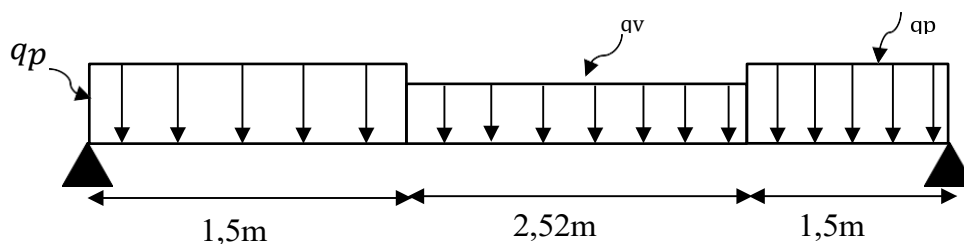


Figure III.12 : Schéma statique du limon

III.5.3.2.1. Évaluation de charge :

Charge permanente :**Volée :**

- Revêtement (e=2cm) : $G_{rev} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (e=2cm) : $G_{mortier} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Tôle striée (5mm) : $G_{tôle} = 78,5 \times 0,005 = 0,39 \text{ KN/m}^2$
- Garde de corps (e=2cm) : $G_{garde} = 78,5 \times 0,02 = 1,57 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la cornière L35x35x3,5 : $G_{cornière} = 0,0303 \text{ KN/m}$

Palier :

- Revêtements en carrelage (e=2cm) : $G_{rev} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (e=2cm) : $G_{mortier} = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en béton armé (e=10 cm) : $G_{béton} = 0,1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Tôle striée (5mm) : $G_{tôle} = 78,5 \times 0,005 = 0,39 \text{ KN/m}^2$

Avec la longueur de la marche : $Em = 1,5 \text{ m}$

$$G_v = (0,4 + 0,4 + 0,39) \times 1,5 + (1,57 \times 1) + 0,0303 = 3,38 \text{ KN/ml}$$

$$G_p = (0,4 + 0,4 + 2,5 + 0,39) \times 1,5 = 5,53 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

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

$$Q_v = Q_p = 2,5 \times 1,5 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

III.5.3.2.2. Pré dimensionnement de limon :

$$q_{sv} = \frac{G_v + Q_v}{2} = \frac{3,38 + 3,75}{2} = 3,6565 \quad ; \quad q_{sp} = \frac{G_p + Q_p}{2} = \frac{5,53 + 3,75}{2} = 4,64$$

On calcule la charge équivalente qui revient au limon :

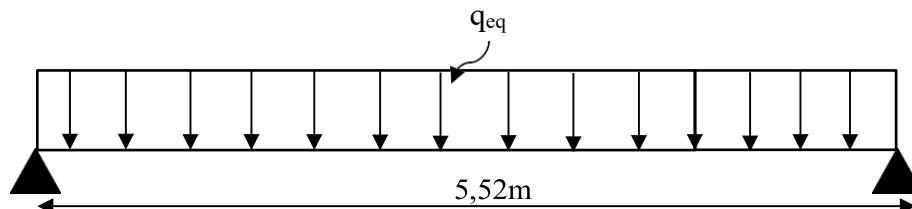


Figure III.13 : schéma statique de la charge équivalente revient au limon

$$q_{eq} = \frac{qv \times Lv + qp \times Lp}{L} = \frac{3,6565 \times 2,52 + 4,64 \times (1,5 + 1,5)}{2} = 4,15 \text{ KN}$$

III.5.3.2.3. Condition de flèche :

$$F_z = \frac{5 \times q_{eq} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 4,15 \times 5520^3}{384 \times 210000} = 1298,393 \text{ cm}^4$$

On adopte un **UPN180** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 1350 \text{ cm}^4 \quad W_{ply} = 179 \text{ cm}^3 \quad G_{UPN} = 22 \text{ Kg/m}$$

On vérifie la flèche en prenant compte du poids propre :

$$q_{eq} = q_{eq} + G_{UPN} = 4,15 + 0,22$$

$$q_{eq} = 4,37 \text{ KN/ml}$$

$$F_{cal} = \frac{5 \times q_{eq} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 4,37 \times 5520^4}{384 \times 210000 \times 1350 \times 10^4} = 13,79 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{5520}{300} = 18,4 \text{ mm}$$

$F_{cal} = 13,79 \text{ mm} \leq f_{adm} = 18,4 \text{ mm}$ la condition de flèche est vérifiée

III.5.3.2.4 Vérification de la résistance :

Moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} \quad q_{eq} = \frac{qv \times Lv + qp \times Lp}{L}$$

$$q_{uv} = \frac{1,35 G_v + 1,5 Q_v}{2} + 1,35 G_{(upn)} = \frac{1,35 \times 3,38 + 1,5 \times 3,75}{2} + 1,35 \times 0,22 = 5,391 \text{ KN/ml}$$

$$q_{up} = \frac{1,35 G_p + 1,5 Q_p}{2} + 1,35 G_{(upn)} = 6,84 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u_{eq}} = \frac{qv \times Lv + qp \times Lp}{L} = \frac{5,391 \times 2,52 + 6,84 \times (1,5 + 1,5)}{5,52}$$

$$q_{u_{eq}} = 6,18 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{6,18 \times 5,52^2}{8} = 23,538 \text{ kn.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1} = \frac{179 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 42,065 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 23,538 < M_{ply} = 42,065$$

La condition est vérifiée

Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_{ueq} \times l}{2} = \frac{6,18 \times 5,52}{2} = 17,057 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times 1} \quad A_{vz} = k \times h \times t_w = 1,05 \times 18 \times 0,8 = 15,12 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 15,12}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 205,14 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 17,057 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 205,14 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, alors UPN180 convient comme limon pour la volée.

III.5.3.3 Étude de la poutre palière :

C'est une poutre encastree sur la moitié des deux poteaux avec une longueur de 3,2 m

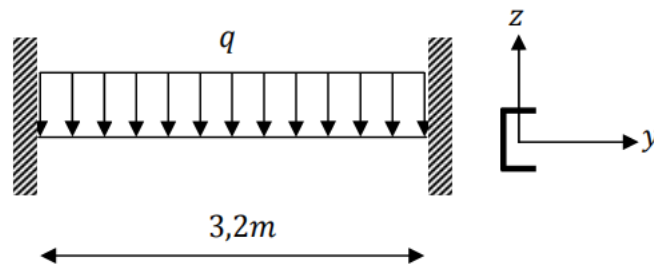


Figure III.14 : Schéma statique de la poutre palière.

On calcul la charge qui revient à la poutre palière :

$$G = (G + G_p) \times \frac{L}{2} + G_{UPN}$$

$$G = (3,38 + 5,53) \times \frac{3,2}{2} + 0,22 = 14,476 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times \frac{3,2}{2} = 4 \text{ KN/ml}$$

III.5.3.3.1 Pré dimensionnement de la poutre palière

$$q_s = G + Q = 14,476 + 4$$

$$q_s = 18,476 \text{ KN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 18,476 \times 3200^3}{384 \times 210000} = 1126,156 \text{ cm}^4$$

On adopte un **IPE180** de caractéristique suivante :

$$G = 18,8 \text{ Kg/m}$$

$$W_{ply} = 166 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 11,3 \text{ cm}^2$$

On revérifie la flèche en tenant compte du poids propre de l'IPE180 :

$$q_s = (G + G_{IPE}) + Q = (14,476 + 0,188) + 4$$

$$q_s = 18,664 \text{ KN/ml}$$

$$F_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 18,664 \times 3200^4}{384 \times 210000 \times 1317 \times 10^4} = 9,21 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{3200}{300} = 10,66 \text{ mm}$$

$$F_{cal} = 9,21 \text{ mm} \leq f_{adm} = 10,66 \text{ mm}$$

La condition de flèche est vérifiée

III.5.3.3.2. Vérification de la résistance :

Moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$q_u = 1,35 \times (G + G_{IPE}) + 1,5 \times Q = 1,35 \times (14,476 + 0,188) + 1,5 \times 4$$

$$q_u = 25,796 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{25,796 \times 3,2^2}{8} = 33,018 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1} = \frac{166 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 35,463 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 33,018 < M_{plrd} = 35,463$$

La condition est vérifiée

Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{25,796 \times 3,2}{2} = 41,273 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times 1} \quad A_{vz} = 11,3 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 11,3 \times 10}{\sqrt{3} \times 1} = 139,37 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 41,273 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 139,37 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

Donc le choix de l'**IPE180** pour notre poutre palière est justifié

III.6. Étude des potelets :

Les potelets sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolant. Ils sont sollicités en flexion composée :

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

III.6.1.Calcul des charges et surcharges revenant au potelet :

a) *Charge permanente :*

Poids du bardage (13,45 daN/m²).

Poids des lisses IPE (19,7 daN/m).

Poids propre du potelet (à déterminer).

$$G = P.P \text{ potelet} + P.P \text{ lisse} + P.P \text{ bardage}$$

$$G = ((0,104 + 0,03) \times (8,16 \times 5,1) + (0,197 \times 8,16 \times 3) + (0,188 \times 5,1)) = 12,98 \text{ KN}$$

charge du vent :

$$W = 962,4 \text{ N/m}^2$$

$$W = 0,962 \times 8,16 = 7,559 \text{ Kn/m}^2$$

III.6.2.Prédimensionnement des potelets:

condition de la flèche: $f \leq f_{adm} \quad \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y}$

$I_y \geq 1243,43 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un IPE 180 avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

D'où on aura :

$G = ((0,104 + 0,03) \times (8,16 \times 5,1) + (0,197 \times 8,16 \times 3) + (0,188 \times 5,1)) = 12,98 \text{ KN}$

III.6.3.Vérification de la flèche

$f \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{5100}{200} = 25,5 \text{ mm}$

$f = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7,559 \times 10^{-3} \times 5,1^4}{384 \times 210000 \times 1317 \times 10^{-8}} = 24,07 \text{ mm} \leq 25,5 \text{ mm}$ condition vérifié

III.6.4.Vérification de la résistance :

Détermination des sollicitations :

$M_{sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 7,559 \times 5,1^2}{8} = 36,86 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{1,5 \times 7,559 \times 5,1}{2} = 28,91 \text{ KN}$

$N_{sd} = 1,35 G = 17,523 \text{ KN}$

a. Vérification au cisaillement :

$V_{pkd} = \frac{A_v z \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} ; A_v z = 11,3 \text{ cm}^2$

$V_{pkd} = 153,32 \text{ KN} > V_{sd} = 28,91 \text{ KN}$ Condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement

b.Vérification de l'effort axial :

$N_{sd} \leq N_{plrd}$

$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23,9 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 510,59 \text{ KN}$ Condition vérifiée

c.Vérification a l'interaction :

$N_{sd} = \min (0,5 N_{plv} , 0,25 N_{plrd})$ Avec :

$N_{plv} = \left(\frac{A - b \times t_f \times f_y}{\gamma_{m0}} \right) = \frac{(23,9 \times 10^2 - 2 \times 91 \times 8) \times 235}{1,1} = 199,53 \text{ KN}$

$$N_{sd} = \min (99,765, 127,64)$$

Donc

$$99,765 \text{ KN} > 17,52 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Éléments principales :

III.7.Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux, chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur les poutres. Ils sont essentiellement comprimés sous l'action d'un effort axial de compression. Parfois ils peuvent être comprimés et fléchis, sollicités donc en flexion composée par les charges du plancher et les efforts horizontaux, En principe les poteaux seront encastres en bas et en tête. Ils seront pré dimensionnés à la compression et à la flexion.

On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface estimée sous le différent chargement (charges horizontales et verticales et sera prés-dimensionné à L'ELU en compression simple, qui se fera selon la formule suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

N_{max} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

A : section du poteau.

F_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité

III.7.1 Charges et surcharges reprises par les poteaux :

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface afférente la plus importante

Dernier niveau : (Toiture)

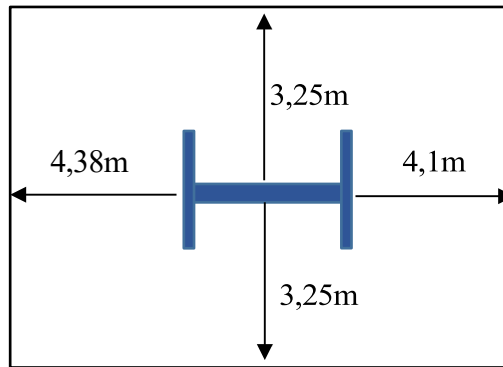


Figure III.15 : Surface afférente du poteau le plus sollicité

$$S_{\text{aff}} = (3,25 + 3,25) \times (4,38 + 4,1) = 55,1 \text{ m}^2$$

Les charges appliquées sur le poteau sont concentrées, elles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Évaluation des charges sur le poteau au dernier niveau

	Niv +17,29
Planchers (KN)	7,38
Travers (KN)	3,06
Panne (KN)	5,031
G_{totale} (KN)	15,47
Q_{totale} (KN)	55,1

Étage courant:

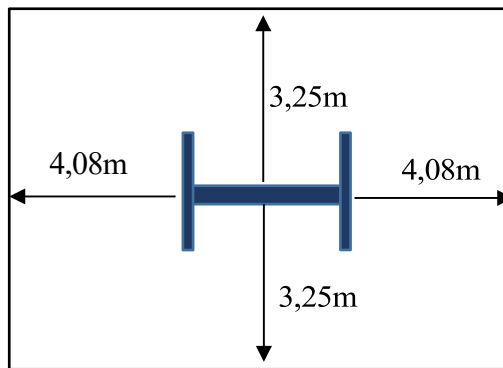


Figure III.16 : Surface afférente du poteau le plus sollicité

$$S_{\text{aff}} = (3,25 + 3,25) \times (4,08 + 4,08) = 53,04 \text{ m}^2$$

Les charges appliquées sur le poteau sont concentrées, elles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Évaluation *des charges sur le poteau*

	Niv +11,22	Niv +6,12
Planchers (KN)	220,116	220,116
Poutre Principale (KN)	5,41	5,41
Solive (KN)	10,192	10,192
G _{totale} (KN)	235,72	235,72
Q _{totale} (KN)	159,12	159,12

III.7.2.Vérification de la Condition de résistance :

On calcule les poteaux à la compression simple à fin de vérifier la résistance de la section avec :

$$N_G = 2 \times 235,72 + 15,47 = 486,91 \text{ KN}$$

$$N_Q = 2 \times 159,12 + 55,1 = 373,34 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 486,91 + 1,5 \times 373,34 = 1217,34 \text{ KN}$$

$$\text{On vérifie : } N_{sd} \leq \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{1217,34 \times 10^{-3} \times 1}{235}$$

$$A \geq 51,80 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA200 Avec $A = 53,8 \text{ cm}^2$

III.7.3 L'effort sollicitant (N_{sd}) avec le poids propre inclus :

$$q_u = 0,423 \times 6,12 = 2,588 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1217,34 + (1,35 \times 2,588) = 1220,83 \text{ KN}$$

Classe du profilé HEA 200 :

Classe de l'âme comprimée :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \times \varepsilon \rightarrow \frac{134}{6,5} \leq 33 \times 1 \rightarrow 20,61 < 33 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{b}{t_f \times 2} \leq 10 \times \varepsilon \rightarrow \frac{200}{20} \leq 10 \times 1 \rightarrow 10 = 10 \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Vérification du flambement :

On doit vérifier la condition suivante : $N_{\max} \leq \frac{B a \times f_y \times A \times \chi_{\min}}{\gamma_{m1}}$

On vérifie le flambement selon l'axe de faible inertie (l'axe Z- Z) du profilé :

Avec : $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} \rightarrow l_f = 0,5 \times l = 0,5 \times 6,12 = 3,06m$$

$$\lambda = \frac{3,06}{4,96 \times 10^{-2}} = 61,69$$

$$\lambda_{cr} = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,3$$

$$\bar{\lambda} = \frac{61,69}{93,9} = 0,65 > 0,2 \text{ il y'a un risque de flambement}$$

$$X_{\min} = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \lambda^2)} \quad \varphi_Z = 0,5[1 + \alpha(\lambda_Z - 0,2) + \lambda^2]$$

Le facteur d'imperfection α est déterminé en fonction de la courbe de flambement correspondante à l'axe de calcul (CCM 97 tableau 5.5.1 et tableau 5.5.3)

$$\frac{h}{b} = 0,95 < 1,2$$

$$t_f = 10 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \quad \text{donc courbe (c)} \rightarrow \alpha_Z = 0,49$$

$$\text{on a : } \varphi_Z = 0,5[1 + 0,49(0,65 - 0,2) + 0,65^2] = 0,6625$$

$$X_{\min} = \frac{1}{0,662 + (0,662^2 - 0,45^2)} = 0,82$$

$$N_{\max} = \frac{B a \times f_y \times A \times \chi_{\min}}{\gamma_{m1}} = \frac{1 \times 235 \times 10^{-3} \times 53,8 \times 0,82}{1,1} = 1427,43 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 1427,43 \text{ KN} > 942,47 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée, on augmente la section du profilé à **HEA240**

$$X_{\min} = 0,87$$

$$N_{\max} = \frac{B a \times f_y \times A \times X_{\min}}{\gamma_{m1}} = \frac{1 \times 235 \times 10^{-3} \times 76,8 \times 0,87}{1,1} = 1427,43 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 1220,83 \text{ KN} < 1427,43 \text{ KN}$$

Le profilé **HEB 240** répond à toutes les conditions concernant la vérification de résistance.

III.8. Étude des traverses :

Les traverses sont des poutres maîtresses d'une toiture a deux versants, elles sont constituées généralement en profiles IPE ou HEA. Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et a reprendre les charges et surcharges exercer sur celles-ci.

III.8.1. Évaluation des charges :

a)-Charges permanentes :

- Couverture panneau sandwich $G = 0,104 \text{ KN/m}^2$
- Accessoires de pose $G = 0,03 \text{ KN/m}^2$
- Le poids propre de la panne $G = 0,129 \text{ KN/m}$
- Espacement entre pannes $e = 1,5\text{m}$
- La portée de la traverse $L = 8,2\text{m}$

$$G = 6 \times 0,129 + 1,5 \times (0,104 + 0,03) = 0,975 \text{ KN/m}$$

b)-surcharges climatiques :

$$W = 1,17 \times 4,1 = 4,797 \text{ KN/m}$$

$$S = 0,201 \times \cos(6,84) \times 4,1 = 0,818 \text{ KN/m}$$

III.8.2. Le pré-dimensionnement de la traverse:

Le pré-dimensionnement de la traverse se fait par la vérification de la flèche à l'ELS, la condition à vérifier est comme suit :

$$f \leq f_{adm} \quad f = \frac{qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

a l'ELS : $G + W = 0,975 + 4,797 = 5,772 \text{ KN/m}$

$$I_y \geq \frac{200 \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5,772 \times 8200^3}{384 \times 210000} = 3946,547 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **IPE270** de : $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

On recalcule la charge permanente G avec :

$$G = 6 \times 0,129 + 1,5 \times (0,104 + 0,03) + 0,361 = 1,336 \text{ KN/m}$$

On recalcule es combinaisons d'action :

$$\text{ELU : } q_u = G + 1,5W = 8,531 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + W = 6,133 \text{ KN/m}$$

III.8.3.Vérification de moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12}$$

$$M_{sd} = \frac{8,531 \times 8,2^2}{12} = 47,8 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1,1} = \frac{484 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 103,4 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 47,8 < M_{ply} = 103,4 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

III.8.4.Verification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8,531 \times 8,2}{2} = 34,97 \text{ kn}$$

$$V_p = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times 1,1} \quad A_{vz} = 22,1 \text{ cm}^2$$

$$V_p = \frac{235 \times 22,1 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 472,136 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 34,97 \text{ KN} \leq V_{pl} = 472,136 \text{ KN} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc on reste sur le choix de **IPE270**

III.9 Étude de contreventement

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

III.9.1. Contreventements de toiture (*poutre au vent*) :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la ferme. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur quatre appuis chargée par des forces horizontales dues aux vents.

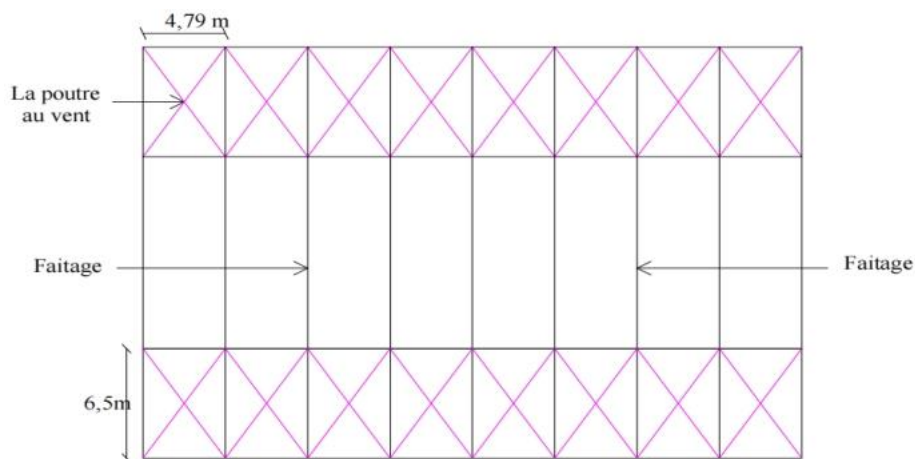


Figure III.17 : La vue en plan de la poutre au vent

III.9.1.1 Évaluation des efforts horizontaux

Nous avons :

$$F_{rive} = 1,5 \left[(W_{max} \times Si) + \frac{Fr}{n} \right] \times F_{rive}$$

$$S_i = h_i \times \frac{l_i}{2} \quad \text{avec :}$$

S_i = la surface afférente de chaque force

n = le nombre de nœuds au niveau de la toiture

F_r = force de frottement sur la toiture ,, dans notre cas $F_r = 0$

W_{\max} = la charge maximale due au vent $W_{\max} = -1,743 \text{ KN/m}$

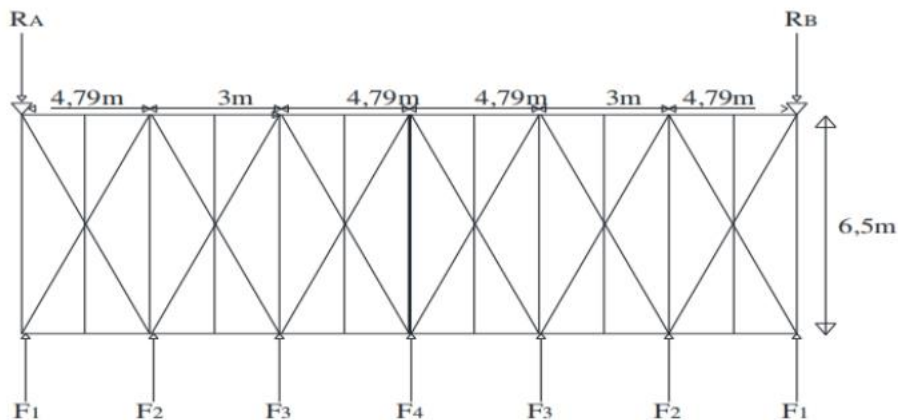


Figure III.18 : Schéma statique de la poutre au vent

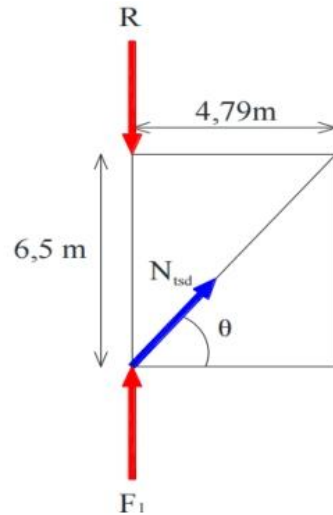
Tableau III.5 : Les valeurs des forces horizontales

	1	2	3	4
W (KN/m ²)	-1,743			
Si (m ²)	20,04	33,065	33,95	44,75
Fi (KN)	52,39	108,06	110,95	146,24

Les réactions d'appuis : $RA = RB = \sum \frac{F_i}{2} = 208,82$

III.9.1.2 Dimensionnement de la diagonale :

Dans ce type de système, On ne fait travailler que les diagonales tendues, on ignore les diagonales comprimées car elles ne reprennent aucun effort et flambent, la diagonale la plus tendu est :



$$\theta = \arctg \frac{6,5}{4,79} = 53,61^\circ$$

Figure III.19 : Schéma statique d'une partie de la poutre au vent

Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

$$\sum F_i = 0 \quad -R + F_1 + N_{tsd} \sin \theta = 0 \quad N_{tsd} = 194,32 \text{ kN}$$

III.9.1.3. Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{tsd} \leq N_{pl,rd}$$

$$\text{Avec } N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq 8,26$$

On adopte une simple **CAE (60x60x8)** $\Rightarrow A = 9,03 \text{ cm}^2$ Avec des boulons M20 de

classe 8.8 donc $d_0 = 22 \text{ mm}$

III.9.1.4. Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{avec } \gamma_{m2} = 1,25$$

$$A_{net} = A_1 + A_2 \quad \text{Avec :}$$

$$A_1 = (6 \times 0,8) - 2,4 \times 0,8 = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0,8) \times 0,8 = 4,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{net} = 2,88 + 4,16 = 7,04 \text{ cm}^2$$

$$N_{tsd} = 362,89 \leq N_{u,rd} = \frac{0,9 \times 7,04 \times 36}{1,25} = 182,47 \text{ condition vérifiée}$$

III.9.1.5. Vérification des montants de la poutre au vent :

Les pannes (IPE140) sont dimensionnées en flexion déviée seule, elles assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, donc on doit les vérifier à la flexion bi-axiale sous l'effort de soulèvement, plus l'effort normal de compression due aux forces d'entraînement, par contre la poutre sablière ne reçoit pas des charges verticales et assure aussi la fonction de montant, on doit la vérifier au flambement simple sous un effort de compression.

III.9.1.6. Détermination des efforts dans les montants :

Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

$$N_1 = 344,51 \text{ KN} \quad ; \quad N_2 = 292,12 \text{ KN} \quad ; \quad N_3 = 184,06 \text{ KN} \quad ; \quad N_4 = 73,11 \text{ KN}$$

III.9.1.7. Vérification de la résistance des montants :

Les montants sont soumis à la flexion bi-axiale plus un effort normal donc la vérification à faire et comme suit :

$$\lambda_{LT} = \frac{(L / i_z)}{\sqrt{[C_1 * (1 + (1 / 20) * ((1 / i_z) / (h / t_f))^2]^{0.25}}}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{0105,06}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,11 > 0,4 \Rightarrow \text{Il y a un risque de déversement}$$

On doit vérifier que

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{lt} \times M_y}{X_{lt} \times M_{ply}} \leq 1$$

$$\text{Avec } N_{sd} = \max(N_2, N_3, N_4) = 292,12 \text{ KN}$$

$$M_{sd,y} = 12,19 \text{ KN. m} \quad M_{pl,y} = 18,86 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd,z} = 0,65 \text{ KN. m} \quad M_{pl,z} = 4,12 \text{ KN. m}$$

$$N_{pl,y} = 385,4 \text{ KN}$$

$$\chi_{LT} = 0,89$$

On calcule les élancements réduits puis on détermine χ_{min}

L_k : Est la longueur de flambement des montants,

selon l'axe (z'z) $L_{kz} = 3,25 \text{ m}$ et selon l'axe (y'y) $L_{ky} = 6,5 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = 113,2 \quad \lambda_y = 1,2$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = 196,96 \quad \bar{\lambda}_z = 2,08$$

$2,08 > 0,2$ don y'a un risque de flambement

$1,2 > 0,2$ don y'a un risque de flambement

III.9.1.8. Détermination de la courbe de flambement de profilé

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 1,9 > 1,2 \\ t_f = 6,9 < 40 \end{cases}$$

Selon axe (zz) \rightarrow Courbe (b) $\rightarrow \alpha_z = 0,34$

Selon axe (yy) \rightarrow Courbe (a) $\rightarrow \alpha_y = 0,21$

$$\chi_z = \frac{1}{[\varphi_z + (\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0,5}]} \quad \chi_y = \frac{1}{[\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0,5}]}$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 2,98 \quad \rightarrow \chi_z = 0,19$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 1,32 \quad \rightarrow \chi_y = 0,53$$

$$\chi_{\min} = \min(0,19; 0,53) = 0,19$$

Calcul de Klt :

$$K_{lt} = 1 - (\mu_{lt} \times N_{st}) / (\chi_z \times N_{pl})$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{mlt} - 0,15$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,08 \quad \beta_{mlt} = 1,3$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \times 2,08 \times 1,3 - 0,15 = 0,2556$$

$$\chi_z = 0,19 \quad N_{sd} = 292,12 \text{ kN} \quad N_{pl} = 385,4 \text{ kN}$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{0,2556 \times 292,12}{0,19 \times 385,8} = -0,016 < 1$$

Donc on verifie :

$$\frac{292,12}{0,19 \times 385,4} + \frac{-0,016 \times 12,19}{0,89 \times 18,86} = 3,97 \leq 1$$

Condition non vérifiée ,donc on doit augmenter la section des montants. Pour avoir une bonne fixation de la couverture sur les pannes on opte sur un profilé de même hauteur que les pannes courantes $h = 140 \text{ mm}$, pour cela on opte sur un **HEA180**

Les résultats seront résumés dans le tableau ci-dessous :

My	M _{ply}	N _{pl}	χ_{LT}	χ_{min}	K _{lt}
11,3	33,43	1065,55	0,89	0,65	1

On vérifie la condition :

$$\frac{292,12}{0,65 \times 1065,55} + \frac{1 \times 11,3}{0,89 \times 33,43} = 0,8 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.9.2. Étude I de la poutre sablière :

La poutre sablière joue le rôle de barre de contreventement vertical. Elle est soumise à une action horizontale ainsi qu'à son propre poids, ce qui impose une vérification en flexion composée.

Elle reçoit deux réactions issues de la poutre au vent (déjà déterminées), qui agissent comme des efforts de compression. Avec :

$$N_{tsd} = R = 208,82 \text{ kN}$$

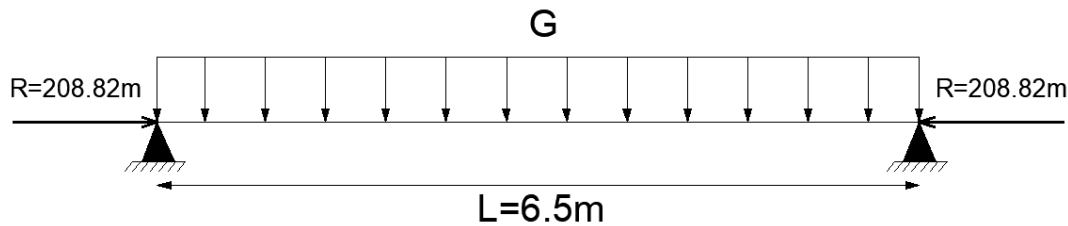


Figure III.20: schéma statique de la poutre sablière.

III.9.2.1 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait en compression simple :

$$N_{tsd} \leq N_{plrd} \quad \text{Avec} \quad N_{plrd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{208,82 \times 1}{23,5} \quad A \geq 8,885 \text{ m}^2$$

On adopte un IPE140 $A = 16,4 \text{ m}^2$

III.9.2.2. Vérification au flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} \leq \frac{\beta_a \cdot f_y \cdot A \cdot \chi_{min}}{\gamma_{m1}}$$

Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_{cr} = 93,9 \quad l_{ky} = l_{kz} = 6,5\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{650}{5,74} = 113,24 \quad \lambda_y = \frac{113,24}{93,9} = 1,2 > 0,2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{650}{1,65} = \lambda_z = \frac{393,93}{93,9} = 4,19 > 0,2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 1,91 > 1,2 \\ t_f = 6,9 < 40 \end{cases}$$

Selon axe (zz) → Courbe (b) → $\alpha_z = 0,34$

Selon axe (yy) → Courbe (a) → $\alpha_y = 0,21$

$$\chi_z = \frac{1}{[\varphi_z + (\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0,5}]}$$

$$\chi_y = \frac{1}{[\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0,5}]}$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 1,32 \rightarrow \chi_y = 0,53$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 9,95 \rightarrow \chi_z = 0,052$$

$$X_{\min} = \min(X_y, X_z) = 0,052$$

$$208,82 \leq \frac{1 \times 23,5 \times 0,052 \times 16,4}{1} = 20,04 \text{ condition non vérifiée}$$

Donc on doit augmenter la section de la poutre sablière à un **HEA200** par on aura les résultats suivants :

A(cm ²)	χ_z	χ_y	χ_{\min}
53,8	0,38	0,7	0,38

$$344,52 < \frac{1 \times 23,5 \times 0,38 \times 53,8}{1} = 480,43 \text{ KN La condition est vérifiée}$$

III.9.2.3 Vérification de la résistance :

$$\lambda_{LT} = \frac{(L / i_z)}{\sqrt{[C_1 * (1 + (1 / 20) * ((1 / i_z) / (h / t_f))^2]^{0,25}}]} \quad \lambda_{lt} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_{LT} = 61,3 \quad \lambda_{lt} = 0,65 \geq 0,4 \text{ ya un risque de deversement}$$

on doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{X_{\min} \times N_{ply}} + \frac{K_{lt} \times M_y}{X_{lt} \times M_{ply}} \leq 1$$

$$M_{sd} = \frac{1,35 \times G_{HEA200} \times l^2}{8} = \frac{1,35 \times 0,423 \times 6,5^2}{8} = 3,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1} = \frac{429,5 \times 23,5}{1} = 100,93 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 3,01 < M_{ply} = 100,93 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$N_{pl} = \frac{53,8 \times 10^2 \times 235}{1} = 1264,3 \text{ KN}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{[\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)0,5]} \quad \varphi_{lt} = 0,5[1 + \alpha(\lambda_{lt} - 0,2) + \lambda_{lt}^2]$$

φ_{lt}	χ_{lt}	xmin
0,78	0,82	0,38

$$\frac{208,82}{0,38 \times 436758,18} + \frac{1 \times 3,01}{0,82 \times 100,93} = 0,51 \leq 1 \text{ condition vérifiée, on opte pour un HEA200}$$

III.9.3 Étude de contreventement vertical :

Le contreventement vertical a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la poutre au vent et les réactions, vers les fondations. Seules les diagonales en traction sont sollicitées, comme c'est le cas pour la poutre au vent.

Détermination des efforts dans les barres :

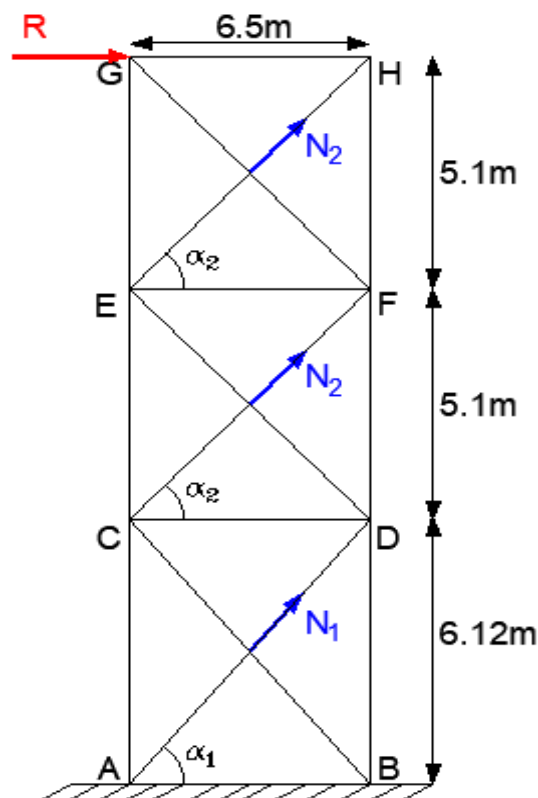


Figure III.21 : Schéma statique du palée de stabilité

$$\tan \alpha = \frac{6,12}{6,5} \quad \alpha = 43,27^\circ$$

R : La réaction à l'appui

F : La force du vent au nœud

$$R - F = 208,82 - 52,39 = 156,43 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = \frac{R-F}{\cos \alpha} = 214,83 \text{ KN}$$

III.9.3 .1. Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{tsd} \leq N_{pl,rd}$$

$$\text{Avec } N_{pl,rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{214,83 \times 1,25}{23,5} \Rightarrow A \geq 11,42 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une double cornière **2CAE (50x50x7)** $\Rightarrow A = 2 \times 6,56 = 13,12 \text{ cm}^2$ Avec des boulons M20 de

classe 8.8 donc $d_0 = 22 \text{ mm}$

III.9.3.2. Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{avec } \gamma_{m2} = 1,25$$

$$A_{net} = A_1 + A_2$$

Avec :

$$A_1 = (5 \times 0,7) - (2,2 \times 0,7) = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0,7) \times 0,7 = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{net} = 1,97 + 3,01 = 4,98 \text{ cm}^2$$

$$N_{tsd} = 214,83 \leq N_{u,rd} = \frac{0,9 \times 4,98 \times 36}{1,25} = 129,08 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Donc

On opte pour une simple coerinire **C AE (80x80x8)** $A = 12,27 \text{ cm}^2$ Avec des boulons M20 de classe 8.8 donc $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$A_{net} = A_1 + A_2$$

Avec :

$$A_1 = (8 \times 0,8) - (2,2 \times 0,8) = 4,64 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (8 - 0,8) \times 0,8 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{net} = 4,64 + 5,76 = 10,4 \text{ cm}^2$$

$$N_{tsd} = 214,83 \leq N_{u,rd} = \frac{0,9 \times 10,4 \times 36}{1,25} = 269,56 \quad \text{condition vérifiée}$$

Étude des Éléments du niveau entre sol (en béton armé)

III.10 Pré-dimensionnement de dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments horizontaux en béton armé, coulés directement sur le chantier. Elles ont une faible épaisseur par rapport à leur surface. On distingue deux portées : L_x , la plus courte, et L_y , la plus longue. La manière dont les charges sont réparties dépend de ces deux dimensions et des appuis, Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

a) Coupe-feu

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu (BAEL91).

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

b) Critère d'isolation Phonique : $e \geq 14\text{cm}$

Nous avons une dalle sur quatre appuis avec :

$$L_x = 6.5\text{m} ; L_y = 8.16\text{ m}$$

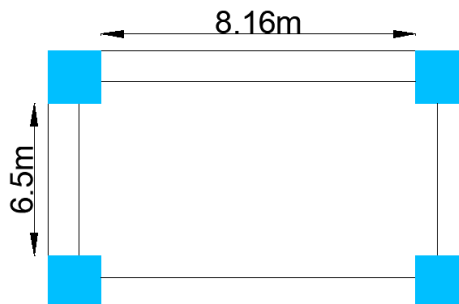


Figure III.22 : schéma de la dalle pleine

$$\rho = \frac{6,5}{8,16} = 0,79 > 0,4 \quad \text{la dalle travaille selon les 2 sens}$$

$$\frac{650}{45} \leq e \leq \frac{816}{40} \quad 14,4 \leq e \leq 20,4$$

On prend **e=15cm** (selon le critère d'isolation Phonique)..

III.10.1 Évaluation des charges et des surcharges :

Tableau III.6 : les charges permanentes des dalles pleines

Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revetement en Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de Sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine (15 cm)	0.15	25	3,75
Enduit en ciment	0.015	18	0.27
Charge Permanente totale			G = 5.18
Charge d'exploitation			Q = 3

III.11 Pré-dimensionnement de la poutre principale :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre.
- L_{max} : Distance maximale entre nœud d'appuis

On suppose que la section du poteau(bxh) est : (45x45) cm² On a : (45x45) cm² On a :

$$L_{max} = 816 - 45 = 771 \text{ cm}$$

$$\frac{771}{15} \leq h \leq \frac{771}{10} \longrightarrow 51,4 \leq h \leq 77,1$$

b < h on suppose: b = 50 cm

$$h = 55 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RPA99/2003

- b ≥ 20 cm..... Condition vérifiée.

- $h \geq 30$ cm..... Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1,1 < 4$ Condition vérifiée.

III.12 Pré-dimensionnement de la poutre secondaire :

On a : $L_{\max} = 650 - 45 = 605$ cm

$$\frac{605}{15} \leq h \leq \frac{605}{10} \rightarrow 40,3 \leq h \leq 60,5$$

$b < h$ on suppose : $b = 40$ cm ; $h = 45$ cm

Vérification des exigences du RPA99/2003

- $b \geq 20$ cm..... Condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm..... Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1,13 < 4$ Condition vérifié

III.13 Étude du voile Périphérique :

Caractéristiques du voiles:

$h = 5,1$ m

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2) l'épaisseur minimale d'un voile périphérique est 15cm

$e = 20$ cm

III.13.1 Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma h = 19$ KN/m³

Angle de frottement : $\varphi = 22^\circ$

Cohésion : $C = 0,11$ bars.

III.13.2 Évaluation des charges et surcharges

La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma h \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 33,73 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge accidentelle :

On a : $q = 10$ KN/m²

$$Q = q \times \tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 4,54 \text{ KN/m}^2$$

III.13.3 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine pour notre cas sur 4 appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par, les poteaux, les plancher et les fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 33,73) + (1,5 \times 4,54) = 52,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1,5Q = 1,5 \times 4,54 = 6,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 40,95 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 40,95 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend :

$$Lx = 3,91 \text{ m} ; Ly = 8,16 \text{ m} ; e = 0,2 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; \rho = \frac{3,91}{8,16} = 0,47 > 0,44$$

Le panneau travaille dans les deux sens :

$$\mu_x = 0,1008 ; \mu_y = 0,25$$

$$M_{0x} = \mu_x \times Lx^2 \times qu = 63,1 \text{ KN.m} ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 15,77 \text{ KN.m}$$

Les moments corrigés : • Moment travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 53,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 13,4 \text{ KN.m}$$

Moment appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 15,77 = -7,885 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{\min} = b \times h \times 0,1\%$ condition exigée par le RPA

localisation	sens	M(kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Amin(cm ²)	Acal(cm ²)
Trevée	x-x	53,63	0,118	0,157	0,15	2	10,27
	y-y	13,4	0,029	0,036	0,16	2	2,56
Appuis		-7,88	0,017	0,021	0,168	2	1,509

$$A \text{ adopté (cm}^2\text{)} \begin{cases} \text{travée (sens } x - x) \\ \text{travé (sens } y - y) \\ \text{Appuis} \end{cases} \begin{cases} 8HA14 = 12,32(\text{cm}^2) \\ 4HA10 = 3,14(\text{cm}^2) \\ 3HA8 = 1,51 \text{ on feraille avec } A_{\min} = 2(\text{cm}^2) \end{cases}$$

Espacements :

Sens X-X' : $St \leq \min (2e ; 25\text{cm}) \rightarrow St = 25\text{cm}$.

Sens Y-Y' : $St \leq \min (3e ; 33\text{cm}) \rightarrow St = 25\text{cm}$

III.14 Étude de l'escalier :**III.14.1 Pré dimensionnement des escaliers :**

Épaisseur de la paillasse $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ soit $L = L_p + L_v$ $e = 20\text{cm}$

III.14.2. Évaluation de charges :

On fera le calcul pour la volée seulement (plus défavorable que le palier).

Soit $G_v = 6,52 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$qu = 1,35 G_v + 1,5 Q = 16,29 \text{ KN/m}^2$; $qs = G + Q = 9,02 \text{ KN/m}^2$

III.14.3. Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents, les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant:

Réactions(KN)		$M_0^{\max}(\text{KN.m})$	$M_t^{\max}(\text{KN.m})$ $= 0,75 M_0^{\max}$	$M_a^{\max}(\text{KN.m})$ $= -0,5 M_0^{\max}$	$V^{\max}(\text{KN})$
Appui A	Appui B	51,81	38,85	-25,9	41,91
41,91	34,5				

III.14.4. Ferrailage de l'escalier:

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section ($b \times h$).

	M_{\max}	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{\text{calculé}}$	$A_{\text{adopté}}$	St (cm)
travée	38,85	0,084	0,1	0,172	6,49	5HA14=7,7	25
appuis	25,9	0,056	0,072	0,174	4,27	3HA14=4,625	25

III.14.5. Étude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, avec une longueur de **3.2m**

$h=30\text{cm}$ $b=30\text{cm}$

III.14.5.1. Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $g_0 = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$

$pg_0 = 1.35 \times 2.25 = 3.04 \text{ KN/ml}$

Réaction de la volée et du palier

$R_B = 41,91 \text{ KN}$ (l'effet de R_B sur la poutre palière est comme une charge répartie)

$P_u = (3.04 + 41,91) = 44,95 \text{ KN/ml}$

$P_s = 2,25 + 41,91 = 44,16 \text{ KN/ml}$

III.14.5.2. Ferrailage de la poutre palière

Résultats de calcul de ferrailage sont résumer dans le tableau suivant :

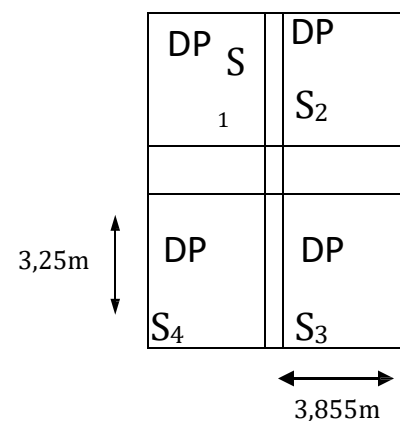
	M	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{calculé}$	$A_{adopté}$	$St \text{ (cm)}$
travée	48,89	0,1	0,13	0,17	8,26	6HA14=	25
appuis	28,74	0,06	0,077	0,17	4,85	5HA12=	25

III.15 Pré-dimensionnement des poteaux :

On suppose que la section de poteau ($b \times h$) est : (45*45)

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

$S_{aff} = 4 \times (3,025 \times 3,855) = 46,64 \text{ m}^2$



III.15.1 Calcul des charges revenantes au poteau :**Tableau III.7 : : Évaluation des charges sur le poteau**

	Niv 0,0
Planchers (KN)	241,59
Poutre principal (KN)	53,006
Poutre secondaire (KN)	27,225
Poteau (45*45)	25,82
G_{totale} (KN)	347,64
Q_{totale} (KN)	139,92

$$N_u = 1233,85 + (1,35 \times 347,64 + 1,5 \times 139,92)$$

$$N_u = 1912,18 \text{ KN}$$

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u comme suit :

10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.

15 % ... Poteaux centraux dans un bâtiment à 2 travées

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_u^* = 1.1 \times N_u = 2255.87 \text{ KN Vérifications}$$

III.15.2 vérifications des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés selon trois critères

Critère de résistance :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \frac{2103,398 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,148 \text{ m}^2 \text{ Pour des poteaux de section } (45 \times 45 \text{ cm}^2)$$

$$B = 0,203 \text{ m}^2 > 0,148 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2103,398 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,45} = 10,36 < 14,2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Critère de stabilité de forme :

Les poteaux doivent être vérifiés l'état limite de déformation (flambement) :

Selon le BAEL..... (BAEL91 art B84.1)

$$N_{u*} \leq \bar{N}_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_{e}}{\gamma_s} \right)$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{Avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} \quad (\text{rayon de giration})$$

$$\text{Cas d'une section rectangulaire : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_f = 0,7 L$$

Pour des poteaux (45 × 45)

$$L_f = 0,7 \times 5,1 = 3,57 \text{ m} \quad I = \frac{0,45^4}{12} = 3,41 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{3,41 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,45}} = 0,129 \quad \lambda = \frac{3,57}{0,129} = 27,67 \Rightarrow 0 \leq 27,67 \leq 50 \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,75$$

D'après le BAEL 91 : $A_s = 1\% B_r$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%

$$B_{r_{cal}} \geq 0,127 \text{ m}^2$$

$$B_r = (0,45 - 0,02)(0,45 - 0,02) = 0,185 \text{ m}^2$$

D'où :

$$B_r = 0,185 \text{ m}^2 > 0,127 \text{ m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Les règles du RPA99/2003 :

²D'après l'article (Art. 7.4.1), on doit satisfaire les trois conditions suivantes :

$$\min(b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\min(b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0,25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre IV

Étude des planchers collaborant

Introduction

L'acier et le béton sont des matériaux complémentaires dans la construction. Le béton est résistant à la compression mais faible en traction, tandis que l'acier est résistant à la traction. Cette association permet de créer des structures solides et durables. Le béton protège l'acier de la corrosion et du feu, tandis que l'acier renforce la résistance du béton et le protège du voilement. Les connecteurs assurent la transmission des efforts entre les deux matériaux.

IV.1 Description d'un plancher collaborant

Ce plancher est constitué d'une tôle en acier qui est placée dans la zone tendue et collabore avec le béton par l'intermédiaire de connecteurs pour reprendre les efforts de Traction. La dalle se repose sur les solives qui transmettent à leurs tours les chargements aux éléments porteurs (les poutres et les poteaux).

Le plancher est constitué d'une dalle en béton de 12cm d'épaisseur qui repose sur un coffrage perdu. Des goudjons assurent la liaison entre la dalle et la poutraison métallique qui supporte l'ensemble.

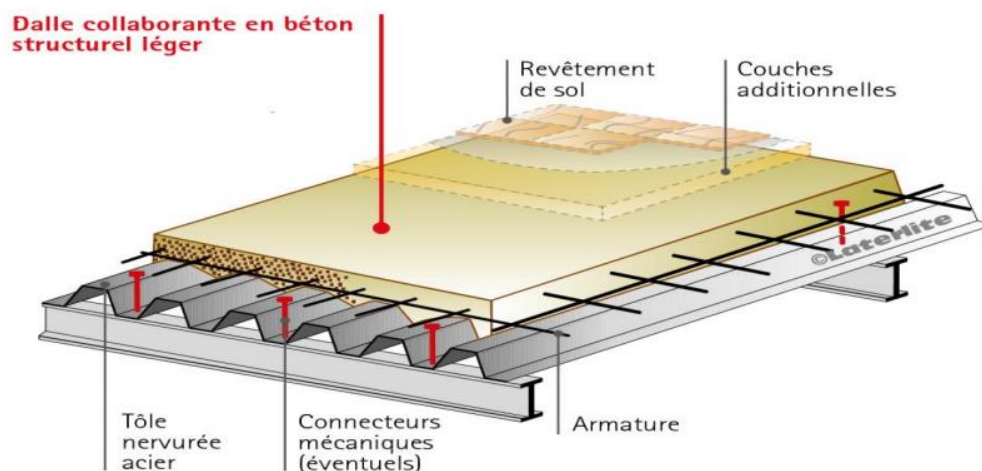


Figure IV.1 : les composants du plancher mixte

IV.2 Caractéristique des éléments constructifs

- Module de Young E_a (module d'élasticité longitudinal) = $2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$
- La limite élastique de traction $F_y = 235 \text{ MPa}$

Pour le plancher on à utiliser un béton C25/30 de 12cm d'épaisseur qui a les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La masse volumique $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$
- Le coefficient de retrait $\varepsilon = 2.10^{-4}$
- Coefficient d'équivalence (acier-béton) $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

IV.3 Évaluation des charges

Le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe les valeurs des charges et surcharges.

Charge d'exploitation : $Q = 3 \text{ KN/m}^2$ (usage stockage)

IV.4 Etude du plancher collaborant :

Pour dimensionner les éléments du plancher, il faut tenir compte des dimensions qui sollicitent le plus la structure,

Entre-axe entre les solives est de : $e = 1,3 \text{ m}$

La longueur des solives est de : $L = 6,5 \text{ m}$

Le calcul des planchers mixte se fait en deux phases :

. **Phase de construction** : Le profilé travaille seul et supporte le poids du profilé, du béton frais, de la tôle et la surcharge du chantier.

IV.4.1 Vérification des solives en phase de construction :

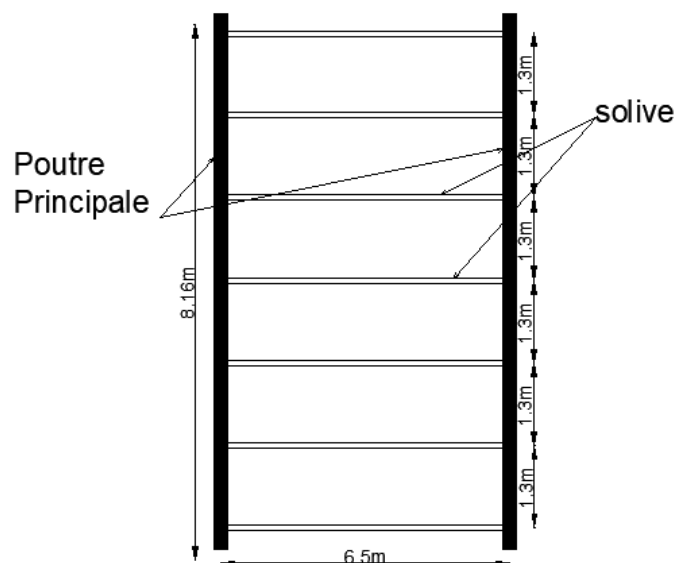


Figure IV. 2 :Schéma de la disposition des poutrelles

IV.4.1.1. Évaluation des charges :

* Poids propre du béton frais $G = 2.5 \text{ KN/m}^2$

* Poids propre de la tôle (Cofrastra40) $G = 0,15 \text{ KN/m}^2$

* Surcharge de construction (ouvrier) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

IV.4.1.2. Les combinaisons de charge :

a l' ELU

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times e_{solive} = [1,35(0,15 + 2,5) + 1,5 \times 1] \times 1,3 = 6,6 \text{ KN/ml}$$

a l' ELS

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} = [(0,15 + 2,5) + 1] \times 1,3 = 4,745 \text{ KN/ml}$$

IV.4.1.3. Condition de la flèche:

$$F \leq f_{adm}$$

On adopte un étaieement à mi travée, donc $l = \frac{6,5}{2} = 3,25 \text{ m}$

$$F = \frac{2,05 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \quad I_y \geq \frac{2,05 \times 250 \times 4,745 \times 3250^3}{384 \times 210000}$$

$$I_y \geq 103,52 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit on adopte un **IPE100** de caractéristique :

Tableau IV 1 : Caractéristique d'IPE100

G (KN/m)	Aa (cm ²)	Iy (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Avz (cm ²)
0,081	10,3	171	39,4	5,08

On recalcule les combinaisons de charge en prenant compte du poids de l'IPE120 :

$$q_u = 1,3 \times [1,35(0,15 + 2,5) + 1,5 \times 1] + 1,35 \times 0,081 = 6,709 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1,3 \times [(0,15 + 2,5) + 1] + 0,081 = 4,826 \text{ KN/ml}$$

IV.4.1.4 Vérification à la résistance :**Vérification du moment fléchissant**

On vérifie avec un calcul plastique la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,709 \times 3,25^2}{8} = 8,85 \text{ KN.M}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 8,415 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 8,85 < M_{plrd} = 8,415$ La condition est non vérifiée, on augmente la section de l'IPE

Soit un **IPE 180**

Tableau IV -2 : Caractéristique d'IPE180

G (KN/m)	Aa (cm ²)	Iy (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Avz (cm ²)
0,188	23,9	1317	166	11,3

On recalcule les combinaisons de charge

$$q_u = 1,3 \times [1,35(0,15 + 2,5) + 1,5 \times 1] + 1,35 \times 0,188 = 6,85 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1,3 \times [(0,15 + 2,5) + 1] + 0,188 = 4,933 \text{ KN/ml}$$

On vérifie la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,85 \times 3,25^2}{8} = 9,04 \text{ KN.M}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 35,46 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 9,04 < M_{plrd} = 35,46$ condition vérifiée

Vérification du cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6,85 \times 3,25}{2} = 11,13 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times 1,1} \quad A_{vz} = 1130 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 10^3 \times 11,3 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 139,37 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 11,13 \text{ KN} \leq \frac{1}{2} V_{plrd} = 69,68 \text{ KN} \text{ condition vérifiée.}$$

IV.4.2. Vérification des solives Phase finale :

Le béton a durci et la section mixte acier-béton travaille ensemble. On prend en compte le poids du profilé, du béton sec, de la tôle et la surcharge d'exploitation.

* Poids propre profilé IPE180 $g_p = 0.188 \text{ KN/m}$

- * Poids propre du béton sec $G_b = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- * Poids propre de la tôle cofraplus 40..... $G_t = 0.15 \text{ KN/m}^2$
- * revêtement, lit de sable, cloison..... $G_c = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- * Surcharge de d'exploitation $Q = 3 \text{ KN/m}^2$

Les combinaisons de charge :

$$q_u = 1,3 \times [1,35(0,15 + 2,5 + 1,5) + 1,5 \times 3] + 1,35 \times 0,188 = 13,38 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1,3 \times [(0,15 + 2,5 + 1,5) + 3] + 0,188 = 9,483 \text{ KN/ml}$$

IV.4.2.1. Vérification de la résistance :

➤ Vérification du moment fléchissant

On vérifie avec un calcul plastique la condition suivante:

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13,38 \times 6,5^2}{8} = 70,66 \text{ KN.M}$$

$$M_{pl} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c - \frac{z}{2} \right)$$

➤ Calcul de largeur efficace du béton :

$$b_{eff} = 2 \times \min \left(\frac{l_i}{8}, \frac{b_i}{2} \right) \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_i : \text{longueur de la solive} \\ b_i : \text{entraxe des solives} \end{cases}$$

$$b_{eff} = 2 \times \min \left(\frac{6,5}{8}, \frac{1,3}{2} \right) = 1,3$$

➤ Position de l'axe neutre plastique :

On doit calculer la résistance du profilé en traction F_a , et la résistance de la dalle de compression F_c , et les comparer, d'où :

$$F_c = b_{eff} \times h_c \left(0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{m1}} \right) \quad F_a = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$F_c = 1,3 \times 0,12 \times \left(0,85 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \right) = 2210 \text{ KN}$$

$$F_a = 23,9 \times 10^{-4} \left(\frac{235 \times 10^3}{1,1} \right) = 510,59 \text{ KN}$$

On a : $F_c > F_a \leftrightarrow$ axe neutre passe dans la dalle

On calcul la distance entre l'axe neutre plastique et la face supérieure de la dalle de compression :

$$Z_{anp} = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c}}$$

$$Z = \frac{510,59}{1,3 \times 0,85 \times \frac{2,5}{1,5}} = 2,77 \text{ cm} < hc \text{ (axe neutre dans la dalle)}$$

$$M_{pl} = 510,59 \times \left(\frac{0,18}{2} + 0,12 - \frac{0,0277}{2} \right) = 100,15 \text{ KN}$$

$M_{sd} = 70,45 \text{ KN.m} < M_{pld} = 80,87 \text{ KN.m}$ condition vérifiée

➤ **Vérification du cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13,38 \times 6,5}{2} = 43,48 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 11,3 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 139,37 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 43,48 \leq \frac{1}{2} V_{plrd} = 69,68 \text{ KN condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

On doit satisfaire la condition suivante :

$$F \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6500}{250} = 26 \text{ mm}$$

$$F = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_{my}}$$

➤ Calcul l'inertie mixte :

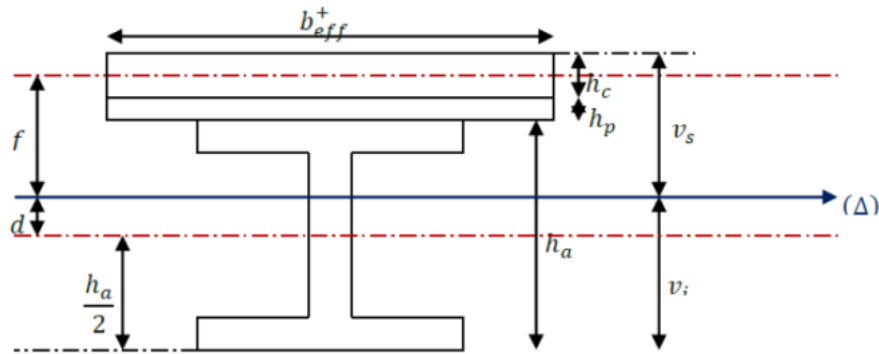


Figure IV.3: position de l'axe neutre

$$Aa(h-za-hc) < \frac{Av}{n} \times \frac{hc}{2}$$

$$23,9(0,3-0,09-0,12) < \frac{0,156}{6,88} \times \frac{0,12}{2} \quad 251,1\text{cm}^3 < 1360\text{cm}^3 \quad (\text{axe neutre plastique dans la dalle})$$

$$Z_{el} = \frac{n \times Aa}{b_{eff}} \times \left(-1 \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{n \times Aa} (h - za)} \right)$$

$$Z_{el} = \frac{6,88 \times 23,9 \times 10^{-4}}{1,3} \times \left(-1 \sqrt{1 + \frac{2 \times 1,3}{6,88 \times 10^{-4}} (0,18 - 0,09)} \right) = 0,061\text{m}$$

$$I_{my} = I_y + Aa \times (za - zm)^2 + \frac{b_{eff} \times z_{el}^3}{3 \times n} = 1317 + 223,9 \times \left(\frac{18}{2} - 23,9 \right)^2 + \frac{130 \times 6,1^3}{3 \times 6,88}$$

$$I_{my} = 8052,66\text{cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 9,483 \times 10^{-3} \times 6,5^4}{384 \times 210000 \times 8052,66 \times 10^{-8}} = 12,9\text{mm} < f_{adm} = 26\text{mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.4.2.2 Calcul les contraintes de flexion :

a) Contrainte dans la poutre d'acier :

$$v_i = \frac{h}{2} + d \quad v_s = \frac{h}{2} + (t - d)$$

v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre

v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre

d : la distance entre l'axe neutre (Δ) et l'axe neutre de la solive.

$$s = Aa + \frac{b_{eff} \times t}{n} = 250,64$$

$$d = \frac{b_{eff} \times (h_c + h)}{n} \times \frac{t + h}{2 \times S} = 13,56 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{18}{2} + 13,56 = 22,56 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{18}{2} + (12 - 13,56) = 7,44 \text{ cm}$$

Fibre inferieur :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_m} \times v_i = \frac{-70,66 \times 10^{-3}}{8052,66 \times 10^{-8}} \times 0,2256 = -197,95 \text{ Mpa}$$

Fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_m} \times (v_s - t) = \frac{70,66 \times 10^{-3}}{8052,66 \times 10^{-8}} \times (0,0744 - 0,12) = -40,01 \text{ Mpa}$$

b) Contrainte dans la dalle

Fibre inferieur :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \times I_m} \times (v_s - t) = \frac{70,66 \times 10^{-3}}{6,88 \times 8052,66 \times 10^{-8}} \times (0,0744 - 0,12) = -5,81 \text{ Mpa}$$

Fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \times I_m} \times (v_s) = \frac{70,66 \times 10^{-3}}{6,88 \times 8052,66 \times 10^{-8}} \times (0,0744) = 9,48 \text{ Mpa}$$

IV.4.2.3. Calcul des contraintes additionnelles de retrait :

Après coulage de la dalle, le béton en durcissement, devrait s'accompagner d'un retrait (Raccourcissement). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier ce retrait est contrarié par l'acier qui s'oppose au raccourcissement de la dalle l'interface acier/béton l'effet du retrait peut se cumuler avec l'effet de température ces effets provoquent :

- Un raccourcissement de la poutre en acier ϵ_a
- Un allongement de la dalle béton par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant

Librement se rétracter, le béton se tend. En Effiat ce qui équivaut à un allongement et

l'on a $\epsilon = \epsilon_a + \epsilon_b$.

Nous avons

$$K = \frac{b \cdot t E_a \epsilon \cdot \beta \cdot A}{n \cdot I_a \cdot A + b \cdot t \cdot I_a + b \cdot t \cdot A_a \cdot \beta^2}$$

Avec :

β : Distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'axe neutre de la section homogène

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{18+12}{2} = 15$$

$$\alpha = \frac{Ia + Aa}{\beta} = \frac{1317}{23,9 \times 15} = 3,67 \text{ cm}$$

$$K = \frac{(1,3 \times 0,12) \times 2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} \times 0,15 \times 23,9 \times 10^{-4}}{(6,88 \times 1317 \times 10^{-8} \times 23,9 \times 10^{-4}) + (1,3 \times 0,12 \times 1317 \times 10^{-8}) + (1,3 \times 0,12 \times 23,9 \times 10^{-4} \times 0,15^2)} = 219,72 \text{ MN/m}^3$$

y_1 : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène

$$y_1 = \frac{ha}{2} + \alpha = 9 + 3,67 = 12,67 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 12,07 + 12 = 24,67 \text{ cm}$$

Les contraintes dans l'acier :

Fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = K \times (ha - Y_1) = 219,72 \times (0,18 - 0,126) = 13,18 \text{ MPa}$$

Fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 219,72 \times 0,1267 = 27,83 \text{ MPa}$$

Les contraintes dans le béton :

Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{(Ea \times \varepsilon - K \times y_1)}{n} \quad \sigma_{bi} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 219,72 \times 0,1267)}{6,88} = 2,06$$

Fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{(Ea \times \varepsilon - K \times y_2)}{n} \quad \sigma_{bs} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 219,72 \times 0,2467)}{6,88} = -1,77$$

IV.4.2.3 Vérification des contraintes finales

$$\sigma_{as} = -197,95 + 13,18 = 184,15 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = -40,01 + 27,83 = 12,18 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = -5,81 + 2,06 = -3,02 \text{ MPa} < 0,6 - 0,06 f_{t28} = 2,1 \text{ condition non vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 19,48 + -1,77 = 7,71 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{bu}}{1,5} = 14,2$$

On augmente la section d'acier soit **IPE200**

Résultat de calcul :

qu(KN/ml)	qs(KN/ml)	Msd(kn.m)	Zel(m)	Imy(cm ⁴)
13,44	9,88	70,98	0,068	11857,26

Résultat des contrainte de flexion :

S(cm ²)	d(cm)	v i(cm)	v s(cm)	σ_{ai} (Mpa)	σ_{as} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{bs} (Mpa)
255,34	14,21cm	24,2	7,79	-144,92	-25,20	-3,66	6,77

Résultat calcul des contraintes additionnelles de retrait

K(Mn/m ³)	Y1(cm)	Y2(cm)	σ_{ai} (Mpa)	σ_{as} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{bs} (Mpa)
202,157	14,246	26,246	11,725	28,706	-1,932	-1,593

On revérifie les contraintes finales

$$\sigma_{ai} = -144,92 + 11,75 = -133,12 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{as} = -25,20 + 28,706 = 3,506 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = -3,66 + 1,93 = -1,733 \text{ MPa} < 0,6 - 0,06 f_{t28} = 2,1$$

$$\sigma_{bs} = 6,77 - 1,593 = 5,18 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{bu}}{1,5} = 14,2$$

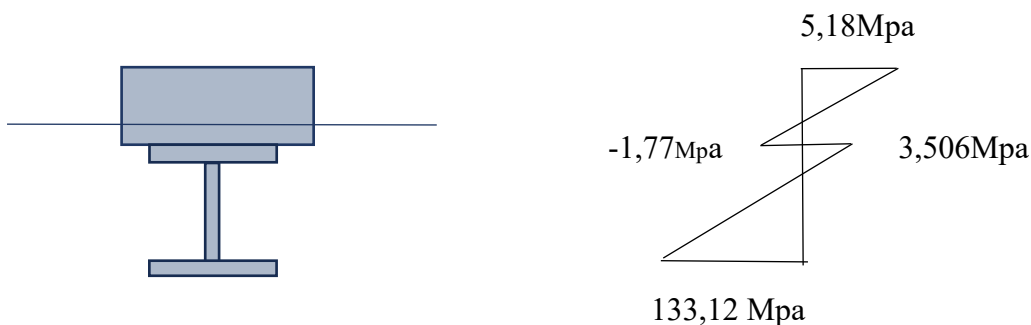


Figure IV.4 : Diagramme des contraintes finale

IV.5 Dimensionnement des goujons connecteurs :

Les connecteurs sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive, ils ont pour rôle d'assurer la liaison entre la dalle de béton et la solive

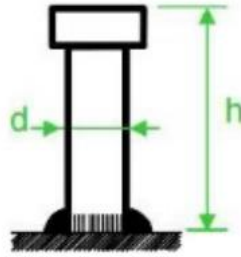


Figure IV.5 : caractéristique de connecteur

On choisit des connecteurs de diamètre $\varnothing 18$.

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow h = 4 \times d$$

$$\text{On } a = 18 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On prend $h = 80 \text{ mm}$

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30 $\Rightarrow f_{ck} = 25$, $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

IV.5.1. Effort de cisaillement

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut:

$$P_{rd} = \min(P_{rd1} \quad P_{rd2})$$

$$P_{rd1} = 0,8 \times \frac{f_u}{\gamma_v} \times \frac{\pi \times d^2}{\gamma_v} \quad P_{rd2} = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}$$

$$V_{lf} = \min\left(\frac{28,5 \times 23,5}{1,1}, \frac{0,85 \times 1,33 \times 12 \times 2,5}{1,5}\right) = \min(608,86 \quad 2210) = 608,86 \text{ MPa}$$

IV.5.2. Nombre des goujons :

$$N \geq \frac{v_{lf}}{p_{rd}} = \frac{608,86}{65,14} \geq 9,34$$

Soit 10 goujons pour $\frac{L}{2}$ donc 20 goujons sur toute la distance

IV.5.3. Espacement entre les goujons

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = 3,35$$

$$s_t \leq \min(6 \times 12,800 \text{ mm}) \leq 720 \text{ mm}$$

$$s_t = \frac{L_{cr}}{10} = 32,5 \text{ on prend } s_t = 35 \text{ cm}$$

IV.6. Vérification des soudures :

Acier S235 $\beta_w = 0,8$ $\gamma_{mv} = 1,25$ $f_u = 360 \text{ Mpa}$

$a < \text{la gorge} < \min(d ; t_f) = \min(18 ; 8,5) = 8,5 \text{ mm}$

Soit : $a = 8 \text{ mm}$

Longueur de cordon de soudure circulaire :

$$l = \pi \times \theta = \pi \times 18 = 56,55 \text{ mm}$$

IV.6.1. Vérification du cisaillement

Effort résistant du cisaillement

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mv} \times \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 8 \times 56,55 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 90,41 \text{ KN}$$

Effort sollicitant

$$F_{sd} = \frac{V l f}{N} = \frac{608,86}{10} = 60,81 \text{ Kn}$$

$$F_{ts} = 60,81 < F_{wrd} = 90,41 \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.7. Pré-dimensionnement de la poutre principale :

Les poutres porteuses, ou sommiers, sont des éléments structuraux servant à transférer les charges des planchers vers les poteaux. Elles sont principalement soumises à des efforts de flexion.

IV.7.1 Caractéristique du plancher :

Portée de la poutre : $L = 8,18 \text{ m}$

Entre axe des poutres : $e_{sommier} = 6,5 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,3 \text{ m}$

Charges permanentes du plancher : $G = 4,15 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation (Stockage) : $Q = 3 \text{ KN/m}^2$

Poids de la solive : $P_{solive} (\text{ipe200}) = 0,224 \text{ kn/}$

IV.7.2 Phase construction :

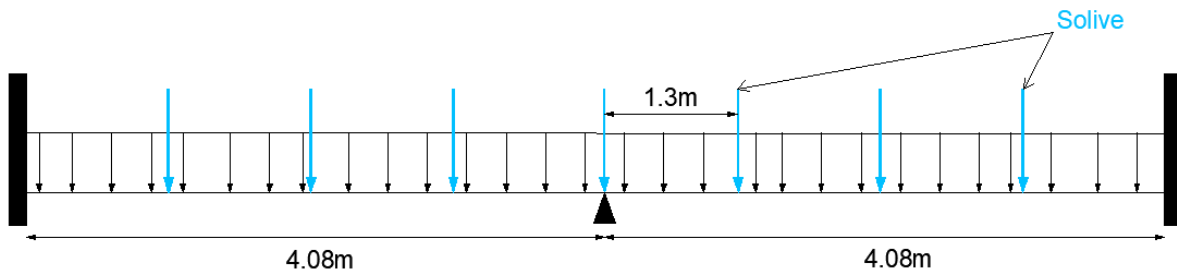


Figure IV.6: Schéma statique de la poutre principale

IV.7.2.1 Évaluation des charges :

En Phase de construction le profilé d'acier travaille seul donc les charges de la phase de construction sont :

Charge permanente

$$G = G_{\text{béton}} + G_{\text{tole}} + G_{\text{solive}}$$

$$\text{Poid de la solive} = G \times e = 0,225 \times 6,5 = 1,46 / \text{ml} \quad G_{\text{solive}} = \frac{p}{e_{\text{solive}}} \times n (\text{nombre de solive})$$

$$G_{\text{solive}} = \frac{1,46}{1,3} \times 7 = 7,87 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation (ouvrier)} : Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = (2,5 + 0,15) \times 6,5 + 7,87 = 25,095 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 1 \times 6,5 = 6,5 \text{ kn/ml}$$

$$q_u = 1,35g + 1,5q = 43,62 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = G + Q = 31,59 \text{ kn/ml}$$

$$\text{On adopte un étaielement à mi-travée donc : } l = \left(\frac{8,16}{2}\right) = 4,08 \text{ m}$$

IV.8.2.2 Le prédimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$F = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \quad I_y \geq \frac{31,59 \times 4080^3}{384 \times 210000}$$

$$I_y \geq 265,30 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Tableau IV 3 : Caractéristique d'IPE160

h(mm)	b(mm)	A(cm ²)	tw(mm)	tf(mm)	G(Kg/m)	Iy(cm ³)	Iz(cm ³)
160	82	20,1	5	7,4	15,8	869	68,3

Les valeurs des combinaisons en prenant compte le poids propre d'IPE160 :

$$q_u = 43,83 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 31,75 \text{ KN/ml}$$

IV.7.2.3. On vérifie la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times \frac{l^2}{2}}{12} = \frac{43,84 \times 4,08^2}{12} = 60,8 \text{ KN.M}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 26,49 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 60,8 < M_{plrd} = 26,49$ La condition est non vérifiée, on augmente la section de l IPE

Soit un **IPE 240**

Les valeurs des combinaisons en prenant compte le poids propre d'IPE240 :

$$q_u = 44,042 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 31,902 \text{ KN/ml}$$

IV.7.2.4. Vérification au moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times \frac{l^2}{2}}{12} = \frac{44,042 \times 4,08^2}{12} = 61,09 \text{ KN.M}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{387 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 82,67 \text{ kn.m}$$

IV.7.2.5. Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{644,042 \times 4,08}{2} = 112,3 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 19,1 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 235,58 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 112,3 \leq \frac{1}{2} V_{pl} = 117,79 \text{ kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.7.3. Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

$$G = G_{\text{béton}} + G_{\text{tole}} + G_{\text{solive}} + G_{\text{rev}} (1,5 \text{ KN/m}^2) + G_{\text{profilé IPE 240}} (0,307 \text{ kn/ml})$$

$$Q = 3,5 \text{ kn/ml}$$

$$G = (2,5 + 0,15 + 1,5) \times 6,5 + 0,307 + 7,87 = 35,145 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 3 \times 6,5 = 19,5 \text{ kn/ml}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 76,69 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = G + Q = 54,645 \text{ kn/ml}$$

IV.7.3.1. Vérification de la poutre principale en phase finale :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{76,69 \times 8,16^2}{12} = 425,53 \text{ km.m}$$

$$M_{pl} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c - \frac{z}{2} \right)$$

Calcul de largeur efficace du béton :

$$b_{\text{eff}} = 2 \times \min \left(\frac{l_i}{8}, \frac{b_i}{2} \right) \text{ Avec : } \begin{cases} l_i : \text{longueur de la solive} \\ b_i : \text{entraxe des solives} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = 2 \times \min \left(\frac{8,16}{8}, \frac{6,5}{2} \right) = 2,04 \text{ m}$$

Position de l'axe neutre plastique :

On doit calculer la résistance du profilé en traction F_a , et la résistance de la dalle de compression F_c , et les comparer, d'où :

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c \left(0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{m1}} \right) \quad F_a = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$F_c = 2,04 \times 0,12 \times \left(0,85 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \right) = 3460 \text{ KN}$$

$$F_a = 30,7 \times 10^{-4} \left(\frac{235 \times 10^3}{1,1} \right) = 665,86 \text{ KN}$$

On a : $F_c > F_a \leftrightarrow$ axe neutre passe dans la dalle

On calcul la distance entre l'axe neutre plastique et la face supérieure de la dalle de compression :

$$Z_{anp} = \frac{Fa}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c}}$$

$$Z = \frac{655,86}{2,04 \times 0,85 \times \frac{2,5}{1,5}} = 2,26 \text{ cm} < hc \text{ (axe neutre dans la dalle)}$$

$$M_{pl} = 655,86 \times \left(\frac{0,18}{2} + 0,12 - \frac{0,026}{2} \right) = 158,71 \text{ KN}$$

$M_{sd} = 425,53 \text{ KN.m} < M_{pld} = 158,71 \text{ KN.m}$ condition non vérifiée ,on augmente la section d'acier

Soit IPE400, tous les résultats de calcul sont résumer dans les tableaux suivants :

G kn/ml	qu(KN/ml)	qs(KN/ml)	Msd(kn.m)	Fa(kn)	Z(cm)	Mpl(kn.m)
19,5	66,68	47,36	370,92	1805,227	6,24	633,91

$M_{sd} = 370,92 \text{ KN.m} < M_{pld} = 633,91 \text{ KN.m}$ condition vérifié

Vérification du cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{66,86 \times 6,5}{2} = 272,78 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{235 \times 10^3 \times 42,3 \times 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 526,67 \text{ kn}$$

$V_{sd} = 272,78 \leq V_{plrd} = 526,67 \text{ KN}$ condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$F \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8160}{250} = 32,64 \text{ mm}$$

$$F = \frac{qs \times l^4}{384 \times E \times I_{my}}$$

Calcul l'inertie mixte :

$$Z_{el} = \frac{n \times A_a}{b_{eff}} \times \left(-1 \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{n \times A_a}} (h - za) \right)$$

$$Z_{el} = \frac{6,88 \times 66,3 \times 10^{-4}}{2,04} \times (-1 \sqrt{1 + \frac{2 \times 2,04}{6,88 \times 66,3 \times 10^{-4}}} (0,52 - 0,2)) = 0,099m$$

$$I_{my} = I_y + Aa \times (z_a - z_m) + \frac{b_{eff} \times z_{el}^3}{3 \times n} = 23130 + 66,3 \times \left(\frac{40}{2} - 42,1\right)^2 + \frac{204 \times 9,9^3}{3 \times 6,88} = 6531,5 \text{ cm}^4$$

Donc ,

$$F = \frac{47,36 \times 10^{-3} \times 6,5^4}{384 \times 210000 \times 6531,5 \times 10^{-8}} = 3,99 \text{ mm} < f_{adm} = 32,64 \text{ mm condition vérifiée}$$

IV.7.3.2 Calcul les contraintes de flexion

1) Contrainte dans la poutre d'acier :

$$s = Aa + \frac{b_{eff} \times t}{n} = 84,5 + \frac{204 \times 12}{6,88} = 440,31 \text{ cm}^3$$

$$d = \frac{b_{eff} \times (h_c + h)}{n} \times \frac{t + h}{2 \times s} = \frac{204 \times (12)}{6,88} \times \frac{12 + 40}{2 \times 440,31} = 21,01$$

$$v_i = \frac{40}{2} - 21,01 = 41,01 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{49}{2} + 12 - 21,01 = 10,99 \text{ cm}$$

Fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_m} \times v_i = \frac{-370,92 \times 10^{-3}}{6531,5 \times 10^{-8}} \times -233,25 \text{ Mpa}$$

Fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_m} \times (v_s - t) = \frac{-370,92 \times 10^{-3}}{6531,5 \times 10^{-8}} \times (0,109 - 0,12) = -6,256 \text{ Mpa}$$

2) Contrainte dans la dalle

Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \times I_m} \times (v_s - t) = \frac{-370,92 \times 10^{-3}}{6,88 \times 6531,5 \times 10^{-8}} \times (0,109 - 0,12) = 10,24 \text{ Mpa}$$

Fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \times I_m} \times v_s = \frac{-370,92 \times 10^{-3}}{6,88 \times 6531,5 \times 10^{-8}} \times (0,109) = 32,96 \text{ Mpa}$$

IV.7.3.3 Calcul des contraintes additionnelles de retrait :

Nous avons

Avec :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{40+12}{2} = 26$$

$$\alpha = \frac{Ia}{\beta \times Aa} = \frac{23130}{84,5 \times 26} = 10,52 \text{ cm}$$

$$K = \frac{(2,04 \times 0,12) \times 2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} \times 0,26 \times 84,5 \times 10^{-4}}{(6,88 \times 23130 \times 10^{-8} \times 84,5 \times 10^{-4}) + (2,04 \times 0,12 \times 23130 \times 10^{-8}) + (2,04 \times 0,12 \times 84,5 \times 10^{-4} \times 0,26^2)} = 108,019 \text{ MN m}^3$$

$$y1 = \frac{ha}{2} + \alpha = 20 + 10,52 = 30,52 \text{ cm}$$

$$y2 = y1 + t = 30,52 + 12 = 42,52 \text{ cm}$$

Les contraintes dans l'acier :

Fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = K \times (ha - Y_1) = 108,019 \times (0,4 - 0,3052) = 10,24 \text{ MPa}$$

Fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 108,019 \times 0,3052 = 32,96 \text{ MPa}$$

Les contraintes dans le béton :

Fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 108,019 \times 0,3052)}{6,88} = 1,32$$

Fibre supérieur :

$$\sigma_{bs} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 108,019 \times 0,425)}{6,88} = -0,57$$

IV.7.3.4 Vérification des contraintes finales

$$\sigma_{ai} = -233,25 + 10,24 = -223,01 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{as} = -6,256 + 32,96 = 26,7 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = -0,83 + 1,31 = 0,48 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{bu}}{1,5} = 14,2$$

$$\sigma_{bs} = 9,085 - 0,57 = 8,515 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{bu}}{1,5} = 14,2$$

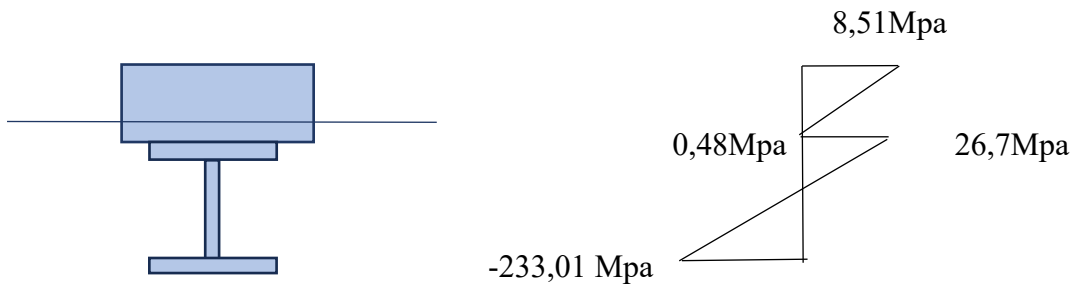


Figure IV.7 : *Diagramme des contraintes finales*

Conclusion

D'après notre étude du plancher mixte de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivants :

Solive :

Phase de construction **IPE180**

Phase finale **IPE200**

Des goudons connecteurs de diamètre **18 mm**

Nombre de goujon est **20 goudons** pour L=m

Espacement st = **35mm**

Poutre maîtresse :

Phase de construction **IPE240**

Phase finale **IPE400**

Des goudons connecteurs de diamètre **18mm**

Nombre de goujon est **26** pour L=8.66m

Espacement e = **33.64cm**

Remarque :

Pour la partie entresol, la structure a été réalisée en béton armé. Ce choix permet d'assurer une bonne rigidité du plancher ainsi qu'une résistance suffisante aux charges d'exploitation prévues. Les éléments porteurs, tels que la dalle pleine et les poteaux en béton armé, seront dimensionnés conformément aux exigences de l'Eurocode 2.

CHAPITRE V

ETUDE SISMIQUE

Introduction

Dans les régions sismiques, l'étude du comportement des structures face aux séismes est primordiale pour garantir leur stabilité et la sécurité des usagers. Elle s'appuie sur une modélisation numérique permettant de simuler les effets d'un séisme et d'analyser la réponse de la structure, en particulier celle des éléments porteurs.

V.1.Méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais comme le RPA99 version 2003 préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

V.2. Principe de la méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.3. Calcul de la force sismique total :

La force sismique total « V », appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales (Vx et Vy) selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/version en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. [RPA 99, P 35, tableau 4.1]

Dans notre cas :

Tableau V.1 Valeur de coefficient d'accélération A

Zone sismique	Groupe d'usage	Coefficient(A)
IIa	2	0,15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_1 ; T_2 : Périodes caractéristiques, selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, le sol est de catégorie **S3**

$$T_1 = 0.15 \text{ s} ; \quad T_2 = 0.5 \text{ s} \quad [Tableau (4.7) \text{ RPA/2003}]$$

η : Facteur de correction d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

D'après le *tableau (4.2) de RPA99 version 2003* on a : $\xi = 5\%$ donc $\eta = 1$

V.4 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques, et la formule empirique utilisée est la suivant. h_n

$$T = C_t \cdot h_n^{\frac{3}{4}} \quad [Formule (4.6) \text{ RPA/2003}]$$

h_n : Hauteur mesuré à partir de la base jusqu'au sommet de la structure, $h_n = 17,82 \text{ m}$

C_t : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage,

$C_t = 0.05$ donné par le *tableau 4.6 de RPA/2003*.

Donc :

$$T = 0,05 \cdot 17,82^{\frac{3}{4}} = 0,43$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule (4.7) de RPA/2003 :

$$T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Sens transversale :

$$L_x = 25 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0.35 \text{ s}$$

Sens longitudinale :

$$L_y = 20 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0.32 \text{ s}$$

D'après le RPA/2003 il faut utiliser la valeur la plus petite des deux directions

$$T_x = \min(T; T_x) = \min(0.43, 0.35) \Rightarrow T_x = 0.35 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = \min(0.43; 0.32) \Rightarrow T_y = 0.32 \text{ s}$$

On a T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0.5 \text{ s}$.

Donc :

$$D = 2.5\eta \Rightarrow D = 2.5$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, $R = 4$ [Tableau (4.3) **RPA/2003**]

Q : Facteur de qualité qui est Q est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad [\text{Formule (4.4) } \mathbf{RPA/2003}]$$

Tableau V.2 Pénalités de vérifications

Les critères	Selon X	Selon Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
$\sum P_q$	0,15	0,15

Donc $q_x = q_y = 1,15$

W : Poids total de la structure, est donné par la formule suivante :

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le *Tableau (4.5) RPA/2003*

Entrepôts, hangars $\rightarrow \beta = 0,5$

$W = 6997,34 \text{ KN}$ (Donné par Logiciel ROBOT2024)

Donc :

$$V_y = V_x = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,15}{4} \times 6997,34 = 754,4 \text{ KN}$$

V.5 Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.5 .1 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec les coefficients : A ; η ; T_1 ; T_2 ; Q ; R sont déjà déterminés.

$A = 0.15$; $\eta = 1$; $T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.5 \text{ s}$; $Q = 1,15$; $R = 4$

En appliquant le rapport ci-dessus, on obtient les spectres ci-dessous :

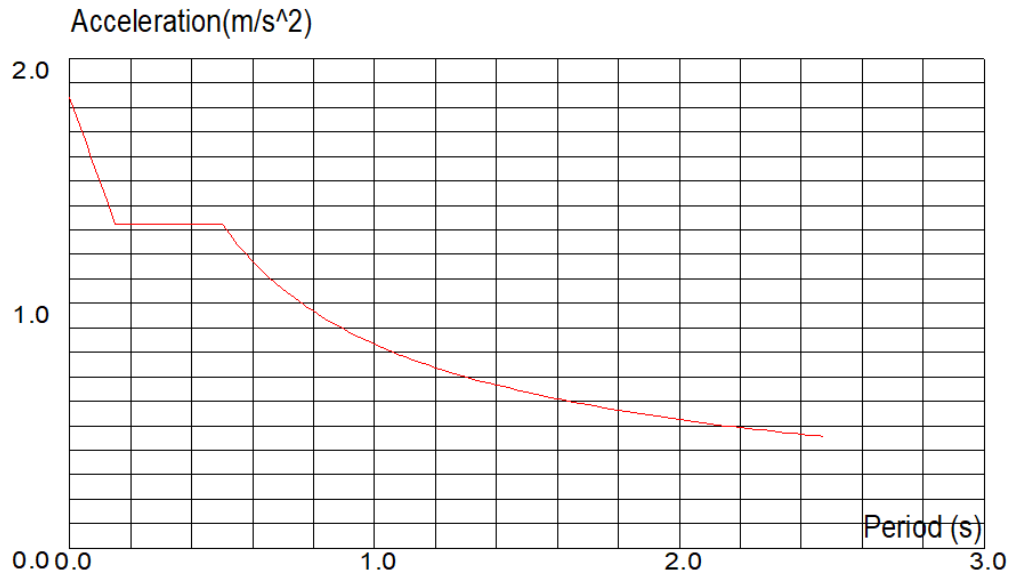


Figure V.1 : Schéma du spectre de réponse suivant

V.5 .2 Résultat de calcul :

Le nombre de modes de vibration à considérer :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

a) Pourcentage de participation de masse :

Tableau V.3 Pourcentage de participation de masse.

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)
39/ 1	1,26	0,79	91,26	0,00	0,0	91,26	0,00
39/ 2	1,73	0,58	91,26	90,16	0,0	0,00	90,15
39/ 3	1,93	0,52	91,26	90,16	0,0	0,00	0,00
39/ 4	1,93	0,52	91,27	90,16	0,0	0,01	0,00
39/ 5	1,94	0,52	91,27	90,16	0,0	0,00	0,00
39/ 6	1,94	0,52	91,27	90,16	0,0	0,00	0,00
39/ 7	1,94	0,51	91,27	90,16	0,0	0,00	0,00
39/ 8	1,94	0,51	91,34	90,16	0,0	0,08	0,00
39/ 9	1,95	0,51	91,34	90,16	0,0	0,00	0,00
39/ 10	1,95	0,51	91,68	90,16	0,0	0,34	0,00

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90 % suivant les deux directions, donc les 10 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.

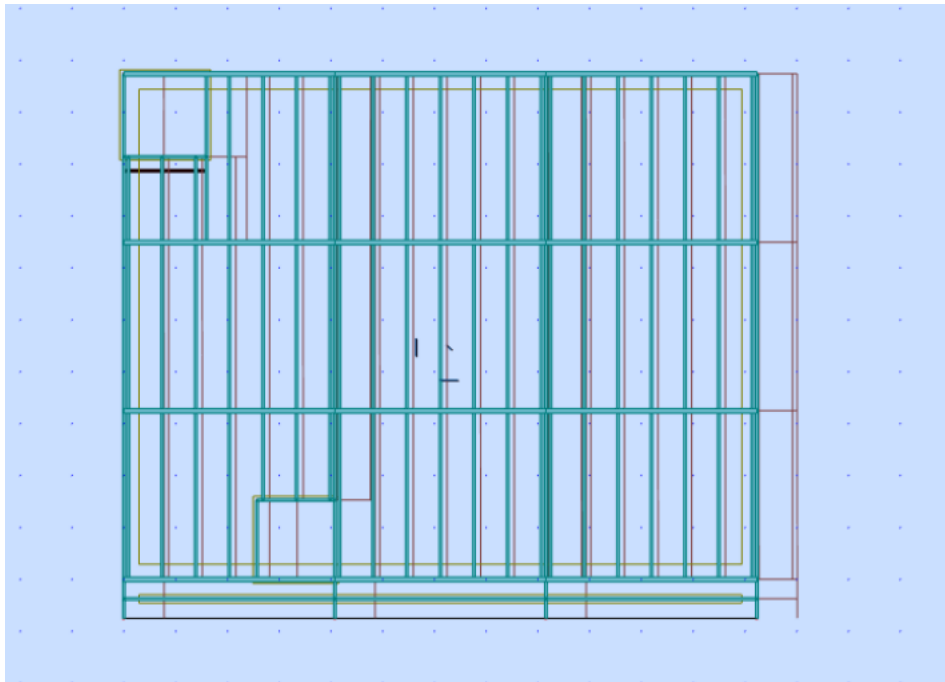
b) Les réponses modales de la structure :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré

par les figures suivantes :

• Mode 1 :

Translation suivant x-x', la période $T = 0,79s$, taux de participation de la masse 91,26%



,

Figure V.2 : Mode de déformation (1)

• Mode 2 :

Translation suivant y-y', la période $T = 0,58$ taux de participation de la masse 90,15%

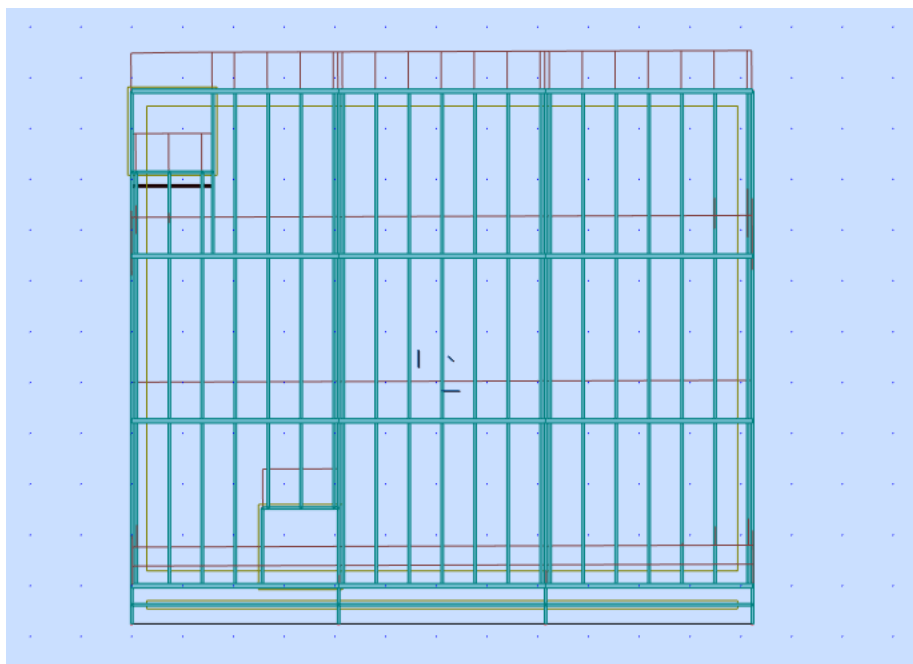


Figure V.3 : Mode de déformation (2)

• **Mode 17 :**

Rotation suivant z-z, la période $T=0,42$

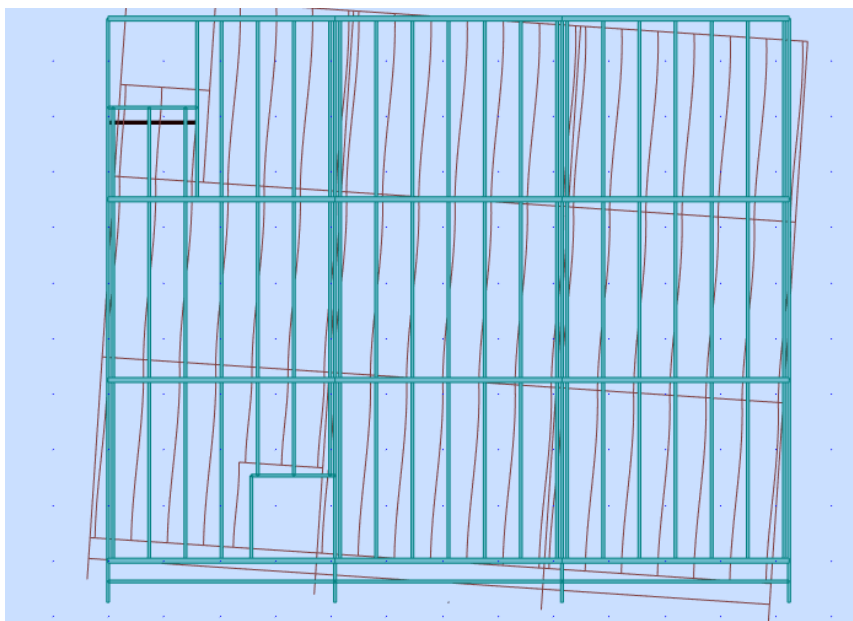


Figure V.4 : Mode de déformation (3)

V.5.3 analyse de calcul :

Tableau V.4 Les combinaisons de calcul :

ELU	ELS	ELA
1,35G+1,5S	G+S	G+Q+EX
1,35G+1,5W	G+0,9Q+0,9S	G+Q+EY
G+1,5W	G+W	0,8G+EX
1,35G+1,35S+1,35W		0,8G+EY

V.5.4 Vérification de la résultante de la force sismique à la base :

En se référant à l'article 4.3.6 du RPA 99/2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st}

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Tableau V.5 valeur de la force sismique a la base

Sens	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0.8 V_{st}(KN)$	$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$
Sens(xx)	622,04	754,4	603,52	vérifiée
Sens(yy)	774,52	754,4	603,52	vérifiée

V.5 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Avec : $\delta k = R \times \delta ek$

δk : Déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

δek : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement dynamique, Avec R=4

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau V.6 Déplacement relatif de la structure selon le sens (X-X)

Sens X-X						
Niveaux	δek (cm)	δk (cm)	$\delta k-1$ (cm)	Δk	h_k (cm)	OBS
RDC	1,075	4,3	0	4,3	6,12	Vérifié
Etage 1	1,675	6,7	4,3	2,4	5,1	Vérifié
Etage 2	1,975	7,9	6,7	1,2	6,6	Vérifié

Tableau V.7 Déplacement relatif de la structure selon le sens (Y-Y)

Sens Y-Y						
Niveaux	δek (cm)	δk (cm)	$\delta k-1$ (cm)	Δk	h_k (cm)	OBS
RDC	0,65	2,6	0	2,6	6,12	Vérifié
Etage 1	1,1	4,4	2,6	1,8	5,1	Vérifié
Etage 2	1,55	6,2	4,4	1,8	6,6	Vérifié

V.6 Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde d'ordre ou (effet $P - \Delta$) peuvent être négligé si la condition suivante est vérifiée :

$$\theta = \frac{PK \times \Delta K}{VK \times HK} \leq 0,1$$

Avec :

P: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau «K».

V: Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ: Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

H: Hauteur de l'étage « K ».

Si $0,1 \leq \theta \leq 0,2$, les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1er ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta k}$

Si $\theta k > 0,2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V.8: Vérification des effets $P - \Delta$

Niveau	H _k (cm)	P _k (KN)	Selon x-x			Selon y-y		
			Δ _k	V _k (Kn)	θ _k	Δ _k	V _k (Kn)	θ _k
RDC	6,12	6997,34	0,043	622,04	0,079	0,026	774,52	0,038
Etage 1	5,1	3820,4	0,024	421,89	0,042	0,018	534,96	0,025
Etage 2	6,6	691,7	0,012	97,62	0,013	0,018	131,06	0,014

On constate que dans les deux sens :

$\theta \leq 0,1$ Donc les effets $P - \Delta$ peuvent être négligés.

Chapitre VI

Vérification des éléments

Introduction :

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitres précédents et la modélisation de la structure en 3D sous Robot, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

VI.1 Vérification des poteaux :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité (sous $1,35 G+1,5Q+1,5S$) illustré dans la figure suivante :

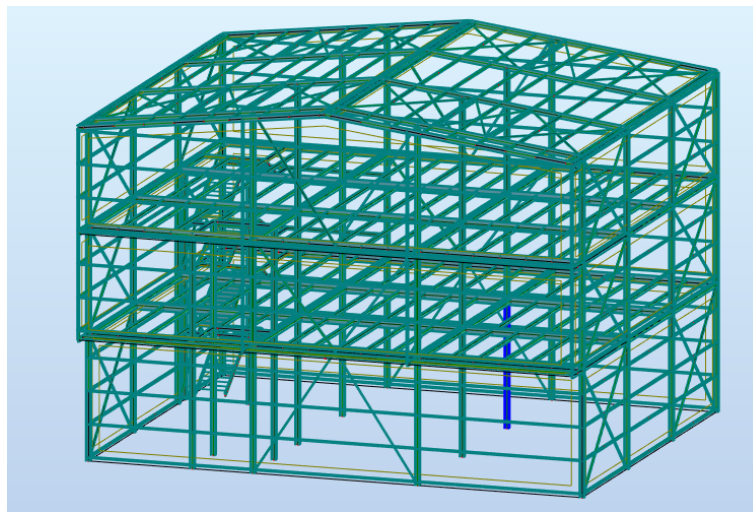


Figure VI.1: *Le poteau le plus sollicité*

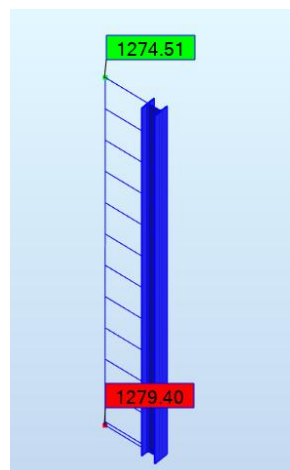


Figure VI.2 : *Diagramme du poteau le plus sollicité*

Tableau VI.1 les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBO

N (KN)	My (KN.m)	Mz(KN.m)	Vz (KN)
1279,40	11,64	0,3	2,81

VI.1.1. Détermination de la classe de la section transversale :

- Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{240}{2 \times 12} = 10 \leq 10\varepsilon = 10 \text{ La semelle est de classe 1.}$$

- Classe de l'âme : (Flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \left(\frac{d-d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{1279,4}{7,5 \times 23,5} = 7,25 \text{ cm} \quad \text{d'où} \quad \alpha = \frac{1}{16,4} \times \left(\frac{16,4 - 7,25}{2} \right) = 0,27 \leq 1$$

$$\text{On a : } \frac{d}{t_w} = \frac{164}{7,5} = 21,86 \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 88,78 \rightarrow \text{Âme de classe 02}$$

La section de **HEA 240** est de **classe 02**

VI.1.2. Vérification à la résistance :**a) Vérification de l'effort tranchant :**

La vérification à faire est comme suit : $V_{sd} \leq 0,5 V_{ply.rd}$ avec:

$$V_{ply} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{25,2 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 310,8 \times 0,5 = 155,5 \text{ KN} \geq V_{sd} = 2,81 \text{ KN} \quad \text{condition vérifié}$$

b)- Vérification de moment fléchissant :

La vérification à faire est comme suit : $M_{sd} \leq M_{ply.rd}$

$$M_{sd} = 11,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{744,5 \times 10^3 \times 235}{1} = 174,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 11,64 \text{ KN.m} \leq M_{ply.rd} = 174,95 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifié}$$

VI.1.3. Vérification de l'élément aux instabilités :**a) Vérification au déversement :**

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement : $\lambda_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \leq 0,4$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times \pi = \lambda_1 = \sqrt{\frac{210000}{235}} \times \pi = 93,91$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left(1 + \frac{1}{20 \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2} \right)^{0,25}}}$$

L : longueur de maintien latéral.

Le poteau le plus sollicité est de longueur 6,12m d'où la longueur du maintien latérale est :

$$L = 0,5 \times 6,12 = 3,06m$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{306}{6}}{\sqrt{1,132 \left(1 + \frac{1}{20 \left(\frac{\frac{306}{6}}{\frac{6}{23}} \right)^2} \right)^{0,25}}} = 44,43 \quad \lambda_{lt} = \left(\frac{44,43}{93,91} \right) \times \sqrt{1} = 0,473 > 0,4 \quad \text{donc y'a un risque au}$$

déversement

b) Vérification au flambement :

b.1) Les longueurs de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y} + \frac{k_{lt} \times M_y}{W_{ply} \times f_y} \leq 1$$

Autour de l'axe fort y-y' (dans le plan de l'âme) : le poteau risque de flamber sur toute sa longueur, donc la longueur de flambement $l_{ky} = 6,12$ m

Autour de l'axe faible z-z' (dans le plan perpendiculaire de l'âme) : le poteau est empêché de flamber sur toute sa longueur par les lisses de bardages, donc la longueur de flambement $l_{kz} = 1,6$ m

b.2) calcul des élancements réduits et le coefficient de réduction χ_{min} :

Pour HEA240, $i_y = 10,05$ cm $i_z = 6$ cm

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{612}{10,05} = 60,89 \quad \lambda_y = 0,64 > 0,2 \rightarrow \text{Il y a un risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{160}{6} = 26,66 \quad \lambda_z = 0,28 > 0,2 \rightarrow \text{Il y 'a un risque de flambement}$$

b.3) Détermination de la courbe de flambement de profilé

$$\frac{h}{b}=0,96 < 1,2$$

$$t_f=12 < 40$$

Selon axe (zz) → Courbe (c) → $\alpha_z = 0,49$

Selon axe(yy) → Courbe (b) → $\alpha_y = 0,34$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0,5}}, \quad \chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 + [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] \quad , \quad \varphi_z = 0,5 + [1 + \alpha_z (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2]$$

$$\varphi_y = 0,779 \quad , \quad \varphi_z = 0,55$$

$$\chi_y = 0,81 \quad , \quad \chi_z = 0,97 \quad \chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = 0,81$$

b.4)- Calcul de coefficient K_{lt} :

Profilé laminé ; $\chi_{LT} = 0,21$

$$k_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} \quad u_{lt} = 0,15 \times \lambda_z \times \beta_{mlt} - 0,15$$

$$\beta_{mz} = 1,8 - 0,7 \Psi \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{0,23}{0,3} = 0,76 \quad \beta_{mz} = 1,27$$

$$u_{lt} = -0,096 \quad k_{Lt} = 1,08$$

Application de la vérification :

$$\frac{1279,6 \times 10^3}{0,81 \times \left(\frac{235 \times 7680}{1} \right)} + \frac{1,08 \times 11,64 \times 10^6}{0,21 \times 351,7 \times 10^3 \times 235} = 1,59 \leq 1 \quad \text{condition non vérifiée}$$

VI.1.4. Vérification avec le logiciel robot :

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
Code group : 1 POTEAU RDC						
2002	HEA 280	ACIER E24	51.62	87.46	1.03	43 1,35G+1,5Q
	HEA 300		48.04	81.73	0.80	
	HEA 320		45.07	81.66	0.72	

Points de calcul
 division: n = 3
 extrêmes: aucun
 additionnels: aucun

Conclusion :

On choisit **HEA300** comme poteau pour la structure.

VI.2.Vérification des traverses :

La traverse la plus sollicitée (sous $1,35G+1,5Q+1,5S$) est illustré dans la figure suivant :

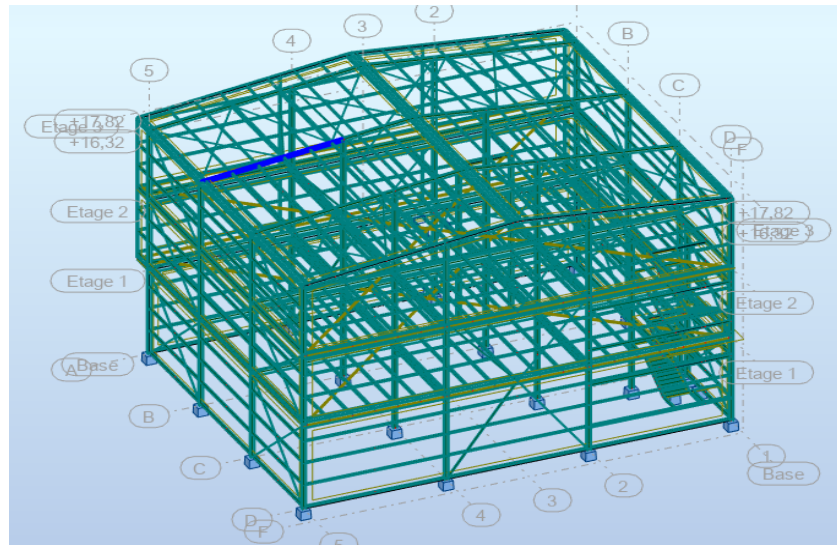


Figure VI.3 : La traverse la plus sollicité

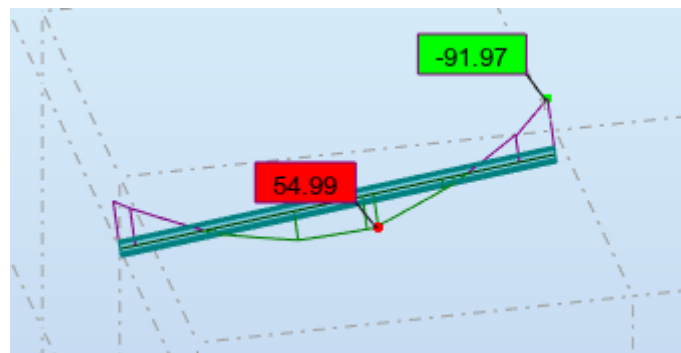


Figure VI.4: Diagramme de la traverse la plus sollicité

Tableau VI.2 les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBO

N (KN)	My (KN.m)	Vz (KN)
62,94	-91,97	73,75

VI.2.1. Détermination de la classe de la section transversale :

- Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{135}{2 \times 10,2} = 6,61 \leq 10\varepsilon = 10 \text{ La semelle est de classe 1.}$$

- Classe de l'âme : (Flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \left(\frac{d-d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$dc = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{62,94}{6,6 \times 23,5} = 4,05 \text{ cm} \quad \text{d'où} \quad \alpha = \frac{1}{21,96} \times \left(\frac{21,96 - 4,5}{2} \right) = 0,39 \leq 1$$

$$\text{On a : } \frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 97,29 \rightarrow \text{Âme de classe 02}$$

La section de **IPE 270** est de **classe 02**

VI.2.2. Vérification à la résistance :

a) Vérification de l'effort tranchant :

La vérification à faire est comme suit : $V_{sd} \leq 0,5 V_{ply,rd}$ avec:

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{22,1 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 272,58,8 \times 0,5 = 136,29 \text{ KN} \geq V_{sd} = 73,75 \text{ KN} \quad \text{condition vérifié}$$

b)- Vérification de moment fléchissant :

La vérification à faire est comme suit : $M_{sd} \leq M_{ply,rd}$

$$M_{sd} = 11,64 \text{ KN.m} \quad M_{plrdy} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{484 \times 10^3 \times 235}{1} = 113,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 91,97 \text{ KN.m} \leq M_{ply,rd} = 113,7 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifié}$$

VI.2.3. Vérification de l'élément aux instabilités :

a) Vérification au déversement :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \leq 0,4$$

$$\lambda_{cr} = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \pi = \sqrt{\frac{210000}{235}} \times \pi = 93,91 ;$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}}$$

$$L = 0,5 \times 8,2 = 4,1 \text{ m}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{410/3,02}{\sqrt{0,712 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{410/3,02}{27/1,02} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 130,43$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{130,43}{93,91} \right) \times \sqrt{1} = 1,38 > 0,4 \text{ donc Y'a un risque de déversement.}$$

b) Vérification du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y} + \frac{k_{lt} \times M_y}{W_{ply} \times f_y} \leq 1$$

La réduction de l'élancement de la traverse est assurée par la mise en œuvre de bracons reliant sa semelle inférieure à la panne

$$l_{kz} = 0,7 \times \frac{L}{2} = 0,7 \times \frac{8,2}{2} = 2,87 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{287}{3,02} = 95,03 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}} = \frac{95,03}{93,91} = 1,01 > 0,2 \text{ il y'a un risque de flambement}$$

b.1) Détermination de la courbe de flambement de profilé

$$\frac{h}{b} = 2 > 1,2$$

$$t_f = 10,2 < 40$$

Selon axe (zz) → Courbe (b) → $\alpha_z = 0,34$

Selon axe (yy) → Courbe (a) → $\alpha_y = 0,21$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply} \times f_y}{1,1} = \frac{484 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 103,4 \text{ KN.m}$$

La vérification de la traverse suit une démarche identique à celle du poteau. Les résultats sont donc présentés sans reprise détaillée des formules.

Tableau VI.3: Résumé des résultats de la vérification de la traverse

φ_z	χ_z	k_{lt}	u_{lt}	x_{min}	X_{lt}
1,147	0,59	0,99	0,55	0,59	0,21

Application de la la vérifié :

$$\frac{62,94 \times 10^3}{0,87 \times 1078650} + \frac{0,99 \times 91,97 \times 10^6}{103,4 \times 10^6 \times 1,38} = 0,705 < 1 \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion :

On adopte des **IPE270** pour nos traverses avec des bracons attaché aux pannes pour minimiser l'élancement de la traverse.

VI.3 Vérification des diagonales de palée de stabilité :

La diagonale la plus sollicitée est illustrée dans la figure suivante :

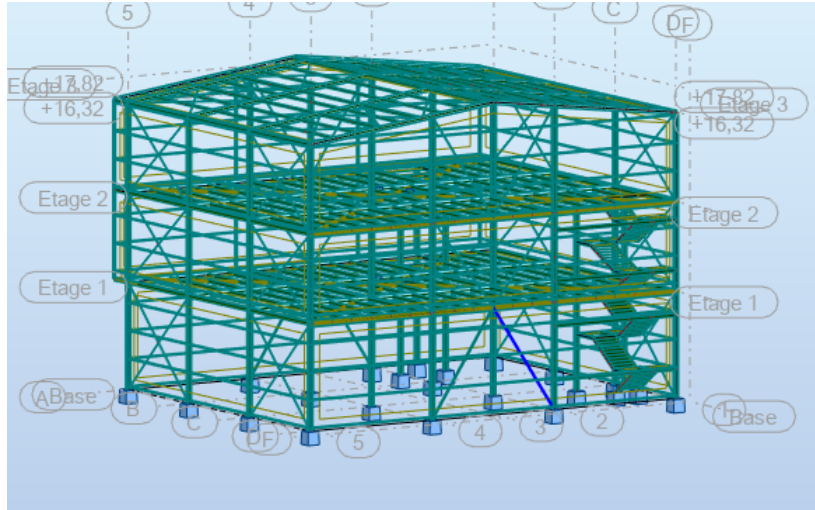


Figure VI.5 : La diagonale de palée de stabilité la plus sollicitée

L'effort normal sollicitant le plus défavorable calculé par le logiciel robot sous la combinaison 1,35G+1,5W3 est $N=149,79\text{KN}$

D'après [Art 8. 4. 3 – RPA99v2003] toutes les barres des palées triangulées doivent être calculées pour résister à 1.25 fois la force déterminée par la méthode numérique donc

$$N_{sd} = 149,79 \times 1.25 = 187,23 \text{ Kn}$$

VI.3.1 Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = 12,27 \text{ cm}^2 \quad \text{CAE } (80 \times 80 \times 8)$$

$$N_{rd} = \frac{12,27 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 262,13 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 187,23 \text{ KN} < N_{rd} = 262,13 \text{ KN} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

Le profil **CAE 80×80×8** convient pour les diagonales de la palée de stabilité, conformément aux vérifications effectuées.

VI.4 Vérification des diagonales de la poutre au vent :

La diagonale la plus sollicitée est illustrée dans la figure suivante :

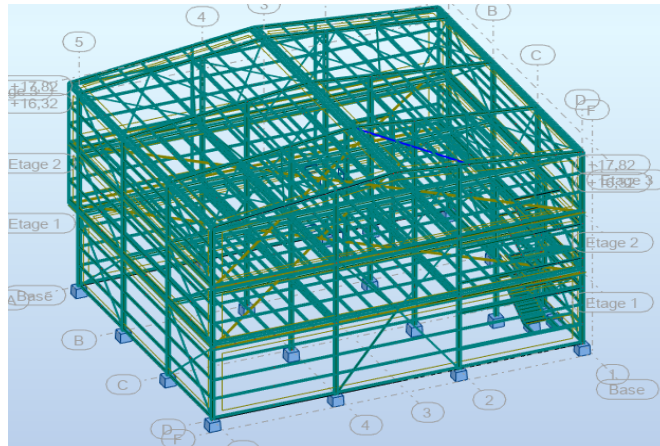


Figure VI.6 : La diagonale de la poutre au vent la plus sollicitée

VI.4 .1 Vérification à la traction :

L'effort normal sollicitant le plus défavorable calculé par le logiciel robot est $N=15,78$

$$N_{tsd} = 1,25 \times 15,78 = 19,725$$

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{CAE (60} \times 60 \times 8) \quad A = 9,03 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{9,03 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 192,91 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 15,78 \text{ KN} < N_{rd} = 192,91 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Le profil **CAE 60×60×8** convient pour les diagonales de la poutre au vent, conformément aux vérifications effectuées.

Chapitre VII

Calcul des assemblages

VII.1. Assemblage traverse _ traverse(IPE 270)

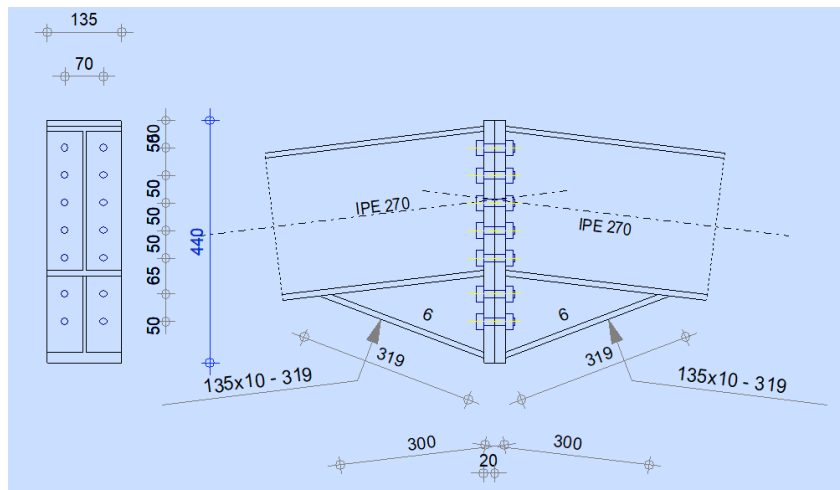


Figure VII.1: Représentation de l'assemblage Traverse-Traverse

Les sollicitations maximales tirées depuis notre modèle sont :

$$M_y = 88,27 \text{ kN.m} \quad , \quad V = 69,75 \text{ kN} \quad , \quad N = 46,36 \text{ Kn}$$

VII.1.1 Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = M_{sd} \times \frac{d_i}{\sum d_i^2}$$

Nous considérons uniquement les boulons tendus,

$$d_1 = 0,35 \text{ m} \quad d_2 = 0,3 \text{ m} \quad d_3 = 0,235 \text{ m} \quad d_4 = 0,185 \text{ m} \quad \sum d_i^2 = 0,32$$

$$N_1 = 96,54 \quad N_2 = 82,75 \quad N_3 = 65,82 \quad N_4 = 51,03$$

VII.1.2. Détermination de la section des boulons :

Il faut vérifier que : $N_i \leq n \times F_p$

$$\text{avec } F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} \quad f_{ub} = 800 \text{ MPA (boulons HR 8.8)}$$

n_r : Nombre de rangée de boulon égal à 2

$$\text{d'ou } A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times n_r \times F_{ub}} = \frac{96,54 \times 10^3}{0,7 \times 2 \times 800} = 86,196 \text{ Kn}$$

On opte pour des boulons M14 de classe (8.8) de diamètre : $A_s = 115 \text{ mm}^2$ $d = 14 \text{ mm}$ avec un diamètre de trou égale $d_0 = 15 \text{ mm}$

VII.1.3. Vérification de la disposition géométrique

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 200) \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 200) \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 1,2d_0 = 18\text{mm} \rightarrow \text{On prend : } e_1 = 50\text{mm}$$

$$e_2 \geq 1,5d_0 = 22,5\text{mm} \rightarrow \text{On prend : } e_2 = 32,5\text{mm}$$

$$P_1 \geq 2,2d_0 = 33\text{mm} \rightarrow \text{On prend : } P_1 = 50\text{mm}$$

$$P_2 \geq 3d_0 = 45\text{mm} \rightarrow \text{On prend : } P_2 = 70 \text{ mm}$$

VII.1.4. Vérification du Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{sd} \leq M_r$$

$$M_r = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} > M_{sd} \quad \text{avec } F_p = 0,7 \times 115 \times 800 = 64,4 \text{ (pour une rangée de boulons)}$$

$$M_r = \frac{64,4 \times 2 \times 0,32}{0,42} = 98,13$$

$$M_{sd} = 88,27 \leq M_r = 98,13 \text{ condition vérifiée}$$

VII.1.5. Vérification de la résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

$$F_{v,sd} \leq F_{srd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n \times p} = \frac{54,13}{14} = 3,86 \quad F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{46,36}{2} = 23,18$$

$$F_{srd} = \frac{K S \times n \times u \times (F_{pcd} - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{ms}} \quad \text{avec: } \gamma_{ms} = 1,25 (ELU).$$

$$F_{srd} = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times (64,4 - 0,8 \times 23,18)}{1,25} = 11 \text{ Kn}$$

$$F_{v,sd} = 3,86 \leq F_{srd} = 11 \text{ Kn condition vérifiée}$$

VII.1.6. vérification de poinçonnement :

a) Poinçonnement au serrage :

$$F_{tsd} \leq B_{prd}$$

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec : } \gamma_{mb} = 1,5 \quad t_p = 30 \text{ (e de 2 platine)}$$

$F_{tsd} = 23,18 \text{ KN} \leq B_{prd} = \frac{0,6 \times \pi \times 23,7 \times 30 \times 360}{1,5} = 321,48 \text{ KN}$ condition vérifié donc pas de risque de poinçonnement

b) Poinçonnement sous l'effort transversal (effort de cisaillement)

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times \pi \times dm \times tp \times fu}{\gamma_{mb}} \text{ avec : } \gamma_{mb} = 1,5 \quad tp = \min(e \text{ platine}(15\text{mm}), tf \text{ IPE } 270(10,2 \text{ mm}))$$

$F_{tsd} = 23,18 \text{ KN} \leq B_{prd} = \frac{0,6 \times \pi \times 23,7 \times 10,2 \times 360}{1,5} = 109,36 \text{ KN}$ condition vérifié donc pas de risque de poinçonnement

VII.1.7. Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

Gorge reliant l'âme

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \text{ tw} \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 6,6 \text{ mm} \rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

Gorge reliant la semelle :

$$4 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \text{ tf} \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 10,2 \text{ mm} \rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

VII.1.7.1. Distribution des efforts sur les différents cordons :

• **Cordon âme platine :**

$$\text{Chaque cordon reprend : } \frac{V}{2} = \frac{69,7}{2} = 34,85 \text{ KN}$$

• **Cordon semelle :**

$$L = 2b - 6,6 = 270 - 6,6 = 263,4\text{mm}$$

$$N = \frac{M}{N} = \frac{88,27}{0,263} = 335,62$$

VII.1.7.2. Vérification :

• **Cordon semelle platine**

$$L = \frac{N \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}{a \times fu} = \frac{335,62 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{5 \times 360} = 3,2\text{cm}$$

$$L = 26,34 \text{ cm} > 3,2\text{cm} \text{ vérifié}$$

VII.2 Assemblage poteau– traverse (HEA300 – IPE 270)

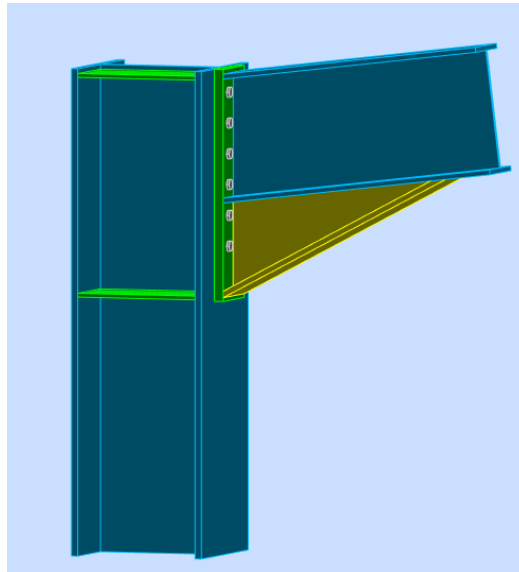


Figure VII.2 : Assemblage Poteau-traverse en 3D

les sollicitations maximales tirées depuis notre modèle sont :

$$M_y = 88,27 \text{ kN.m} , \quad V = 69,75 \text{ kN} , \quad N = 46,36 \text{ Kn}$$

VII.2.1. Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = Msd \times \frac{d_i}{\sum d_i^2}$$

Nous considérons uniquement les boulons tendus,

$$d_1 = 0,425 \text{ m} \quad d_2 = 0,36 \text{ m} \quad d_3 = 0,29 \text{ m} \quad d_4 = 0,23 \text{ m} \quad \sum d_i^2 = 0,45$$

$$N_1 = 83,36 \quad N_2 = 70,61 \quad N_3 = 56,88 \quad N_4 = 45,11$$

VII.2.2. Détermination de la section des boulons :

il faut vérifier que : $N_i \leq n \times F_p$

$$\text{avec } F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} \quad f_{ub} = 800 \text{ MPA (boulons HR 8.8)}$$

n_r : Nombre de rangée de boulon égal à 2

$$\text{d'où } A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times n_r \times F_{ub}} = \frac{83,36 \times 10^3}{0,7 \times 2 \times 1000} = 59,54 \text{ Kn} \checkmark$$

On opte pour des boulons M12 de classe (8.8) de diamètre : $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ $d = 12 \text{ mm}$ avec un diamètre de trou égale $d_0 = 13 \text{ mm}$

VII.2.3. Vérification de la disposition géométrique

$$e_1 \geq 1,2d_0 = 15,6\text{mm} \rightarrow \text{On prend : } e_1 = 50\text{mm}$$

$$e_2 \geq 1,5d_0 = 19,5\text{mm} \rightarrow \text{On prend : } e_2 = 32,5\text{mm}$$

$$P_1 \geq 2,2d_0 = 28,6\text{mm} \rightarrow \text{On prend : } P_1 = 65\text{mm}$$

$$P_2 \geq 3d_0 = 39\text{mm} \rightarrow \text{On prend : } P_2 = 70\text{mm}$$

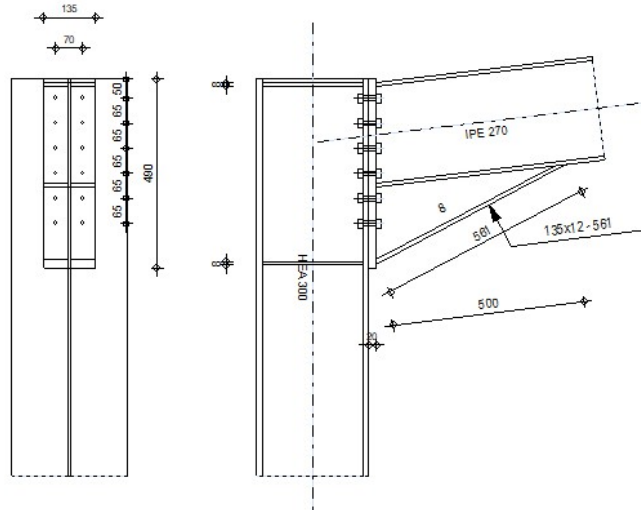


Figure VII.3 : Disposition d'assemblage poteau traverse

VII.2.4. Vérification du Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_r = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} > M_{sd} \quad \text{avec } F_p = 0,7 \times 84,3 \times 800 = 47,208 \text{ (pour une rangée de boulons)}$$

$$M_r = \frac{47,208 \times 2 \times 0,45}{0,42} = 101,16 > M_{sd} = 88,27 \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.2.5. Vérification de la résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

$$F_{v,sd} \leq F_{srd}$$

Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n \times p} = \frac{69,7}{12} = 5,8$$

$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{46,36}{2} = 23,18$$

Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction

$$F_{srd} = \frac{K S \times n \times u \times (F_{pcd} - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{ms}} \quad \text{avec : } \gamma_{ms} = 1,25 \text{ (ELU).}$$

$$F_{srd} = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times (47,2 - 0,8 \times 23,18)}{1,25} = 6,75 \text{ Kn}$$

$$F_{v,sd} = 5,8 \leq F_{srd} = 6,75 \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.2.6 Vérification de poinçonnement :

$$F_{tsd} \leq B_{prd}$$

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} \text{ avec : } \gamma_{mb} = 1,5 \quad t_p = 20 \text{ (e platine)}$$

$$F_{tsd} = 23,18 \text{ KN} \leq B_{prd} = \frac{0,6 \times \pi \times 20,5 \times 20 \times 360}{1,5} = 185,47 \text{ condition vérifié}$$

VII.2.7 Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

Gorge reliant l'âme

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_w \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 6,6 \text{ mm} \rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

Gorge reliant la semelle :

$$4 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_f \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 10,2 \text{ mm} \rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

VII.2.7.1. Distribution des efforts sur les différents cordons :**• Cordon âme platine :**

$$\text{Chaque cordon reprend : } \frac{V}{2} = \frac{69,75}{2} = 34,875 \text{ KN}$$

• Cordon semelle :

$$L = 2b - t_w = 270 - 6,6 = 263 \text{ cm}$$

$$N = \frac{M}{L} = \frac{88,27}{0,263} = 335,62 \text{ KN}$$

VII.2.7.2. Vérification :**• Cordon semelle platine**

$$L = \frac{N \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}{a \times f_u} \quad (EC3 \text{ Art } 6.6.5.3)$$

$$L = \frac{304,78 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{5 \times 36} = 2,93 \text{ mm}$$

$$L = 26,3 \text{ cm} > 2,93 \text{ cm} \text{ Vérifié}$$

VII.3. Assemblage poteau – poutre principale (HEA300 – IPE 400)

Cet assemblage est réalisé par soudage de la platine à la poutre, puis fixé par boulonnage sur la semelle du poteau. Il comporte, de chaque côté, une file verticale de 6 boulons HR de classe 10.9.

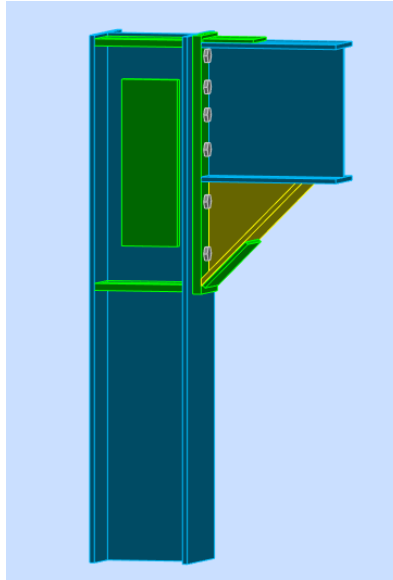


Figure VII.4 : *Assemblage Poteau-Poutre en 3D*

les sollicitations maximales tirées depuis notre modèle sont :

$$M_y = 368,31 \text{ kN.m} \quad , \quad V = 266,97 \text{ kN}$$

VII.3.1. Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = M_{sd} \times \frac{d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : L'effort sollicitant sur les boulons

M_{sd} : Le moment sollicitant sur les boulons

d_i : Distance entre le point de rotation et l'axe du boulon

Nous considérons uniquement les boulons tendus,

$$d_1 = 0,667 \text{ m} \quad d_2 = 0,567 \text{ m} \quad d_3 = 0,467 \text{ m} \quad d_4 = 0,367 \text{ m} \quad \sum d_i^2 = 1,19$$

$$N_1 = 206,43 \quad N_3 = 144,54 \quad N_2 = 175,48 \quad N_4 = 113,58$$

les boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne niveau (N1)

VII.3.2. Détermination de la section des boulons :

il faut vérifier que : $N_i \leq n \times F_p$

avec $F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$ $f_{ub} = 1000 \text{ MPA (boulons HR 10.9)}$

n_r : Nombre de rangée de boulon égal à 2

$$\text{d'ou } A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times n_r \times F_{ub}} = \frac{206,43 \times 10^3}{0,7 \times 2 \times 1000} = 147,45 \checkmark$$

On opte pour des boulons HR M20 de classe (10.9) de diamètre : $A_s = 245 \text{ mm}^2$ $d = 20 \text{ mm}$ avec un diamètre de trou $d_0 = 22 \text{ mm}$

VII.3.3. Vérification de la disposition géométrique

$e_1 \geq 1,2d_0 = 48,4 \text{ mm} \rightarrow$ On prend : $e_1 = 60 \text{ mm}$

$e_2 \geq 1,5d_0 = 66 \text{ mm} \rightarrow$ On prend : $e_2 = 50 \text{ mm}$

$P_1 \geq 2,2d_0 = 26,4 \text{ mm} \rightarrow$ On prend : $P_1 = 90 \text{ mm}$

$P_2 \geq 3d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow$ On prend : $P_2 = 80 \text{ mm}$

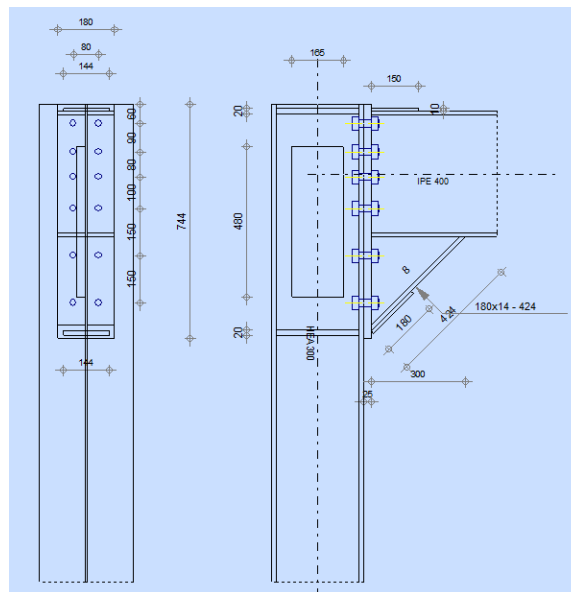


Figure VII.5 : Disposition d'assemblage poteau poutre

VII.3.4. Vérification à la traction :

$$F_{tsd} \text{ (avec } n': \text{ nombre de colonne)} = \frac{206,43}{2} = 103,215$$

$$F_{trd} = \frac{0,9 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 245 \times 1000}{1,5} \times 10^{-3} = 147$$

$F_{tsd} = 103,215 \text{ KN} < F_{trd} = 147 \text{ KN}$ condition vérifié

VII.3.5. Vérification au glissement:

$$F_{vsd} \leq F_{srd}$$

$$F_{vsd} = \frac{V}{n \times p} = \frac{266,96}{12} = 22,24 \quad (\text{avec } p = \text{nombre de plan} = 1)$$

$$F_{pcd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171,5$$

$$F_{srd} = \frac{KS \times n \times u \times F_{pcd}}{n \times p \times 1,25} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16$$

$$F_{vsd} = 22,24 \leq F_{srd} = 41,16 \quad \text{condition vérifié}$$

VII.3.6. Vérification de l'interaction (cisaillement et traction) :

$$F_{v,sd} \leq F_{srd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n \times p} = \frac{266,96}{12} = 22,24$$

$$F_{srd} = \frac{KS \times n \times u \times (F_{pcd} - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{ms}} \quad \text{avec: } \gamma_{ms} = 1,25 (ELU).$$

$$F_{srd} = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times (134,4 - 0,8 \times 103,25)}{1,25} = 12,43$$

$$F_{v,sd} = 12,43 \leq F_{srd} = 22,24 \quad \text{condition vérifié}$$

VII.3.7. Vérification de poinçonnement :

$$F_{tsd} \leq B_{prd}$$

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec: } \gamma_{mb} = 1,5$$

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times \pi \times 34,5 \times 14 \times 360}{1,5} = 103,24 \leq F_{tsd} = 234,11 \quad \text{condition vérifié}$$

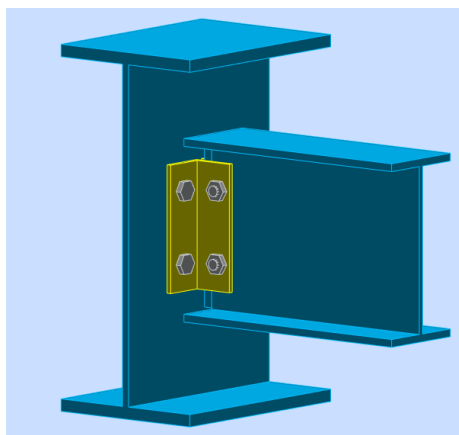
VII.4. Assemblage poutre principale-solive :

Figure VII.6 : Assemblage Poutre-Poutre en 3D

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache. L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre : $V_{sd} = 38,37 \text{ KN}$.

On prend une double cornière de section $L \times 50 \times 50 \times 5$

On prend des boulons de classe 8.8

VII.4.1. Détermination de la section des boulons :

$$F_{v, sd} \leq F_{vrd}$$

$$F_{v, sd} = \frac{V}{n \times p} = \frac{38,37}{2 \times 2} = 9,59 \quad (\text{avec } p = \text{nombre de plan} = 2)$$

$$F_{vrd} = \frac{0,6 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{v, sd}}{0,6 \times F_{ub}} \times 10^3 \quad A_s \geq 33,22 \text{ mm}^2$$

On opte pour des boulons M10 classe 6.8. $d = 10 \text{ mm}$ $d_0 = 11 \text{ mm}$ $A_s = 58 \text{ mm}^2$

Remarque : on prend les mêmes boulons pour côté de la poutre principale

VII.4.2. Disposition des boulons :

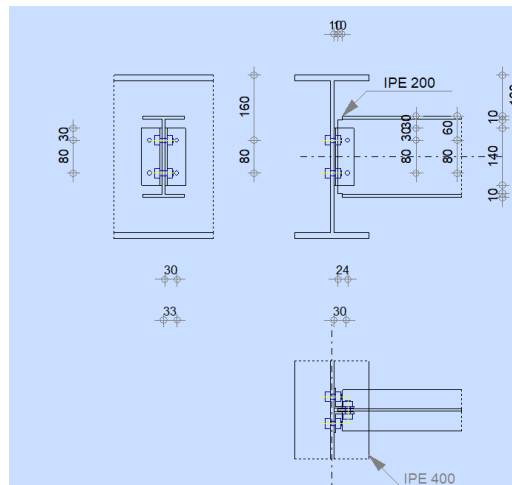


Figure VII.7 : Disposition d'assemblage poutre-poutre

Vérification de la disposition géométrique

$$e_1 \geq 1,2d_0 = 13,2 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1,5d_0 = 16,5 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } e_2 = 33 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 2,2d_0 = 24,2 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } P_1 = 80 \text{ mm}$$

VII.4.3. Vérification vis-à-vis d'assemblage long :

Si $15d \leq L \rightarrow$ Assemblage est donc long

$$L = (n - 1) \times 80 = (2 - 1) \times 80 = 80 \text{ mm.}$$

$$15d = 15 \times 10 = 150 \text{ mm} \rightarrow 15d = 150 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \text{ donc l'assemblage n'est pas long}$$

VII.5. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t,Sd}=79,13\text{KN}$

Assemblage de la diagonale sur le gousset :

VII.5.1. Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant

F(KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e(mm)	8	10	12	14	16

Nous avons $N_{t,Sd}=79,13\text{KN} < 200\text{KN}$ d'où $e = 8\text{mm}$

L'assemblage est réalisé par des boulons ordinaires de classe 6.8, dont la résistance au glissement par cisaillement est donnée comme suit :

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times f_{bu}}{\gamma_{mb}} \times A_s \quad (\text{Tableau 3.3 CCM97})$$

$$\gamma_{mb} = 1,25 \quad F_{ub} = 800$$

VII.5.2. Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

A_{vec} : **n**: nombre de boulons =3

P : nombre de plan de cisaillement =2

$$F_{vsd} = \frac{79,13}{3 \times 2} = 13,18\text{KN}$$

VII.5.3. Dimensionnement des boulons :

$$F_{vsd} \leq F_{vrd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{bu}}{\gamma_{mb}}$$

$$A_s \geq \frac{1,25 \times 13,18 \times 10^3}{0,5 \times 360} \geq 91,52$$

On opte pour des boulons M_{14} avec $A_s=115\text{mm}^2$ $d_0=15\text{mm}$

VII.5.4. Disposition géométrique :

$$e_1 = 40\text{mm} \geq 1,5d_0 = 22,5\text{mm} \checkmark$$

$$e_2 = 40\text{mm} \geq 1,5d_0 = 22,5\text{mm} \checkmark$$

$$P_1 = 60\text{mm} \geq 2,2d_0 = 33\text{mm} \checkmark$$

VII.5.5. Vérification de la pression diamétral

Il faut vérifier que $F_{vsd} < F_{brd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}\right) = 1$$

$$F_{vsd} < F_{brd} = 2,5 \times 1 \times 1,4 \times 0,8 \times \frac{36}{1,25} \text{ Donc :}$$

$F_{vsd} = 13,18 < F_{brd} = 2,5 \times 1 \times 14 \times 30 \times \frac{360}{1,25} = 80,64$ condition vérifié donc y'a pas de risque de rupture par pression diamétrale

VII.5.6. Vérification vis-à-vis d'assemblage long :

$$L = (n - 1)P_1 < 15 \Rightarrow (3-1) \times 8 = 16\text{cm} \quad 15d = 21\text{cm}$$

$L = 16\text{cm} < 21\text{cm}$ Donc l'assemblage n'est pas long

VII.6 Assemblage poteau-poteau (HEA300-HEA300) :

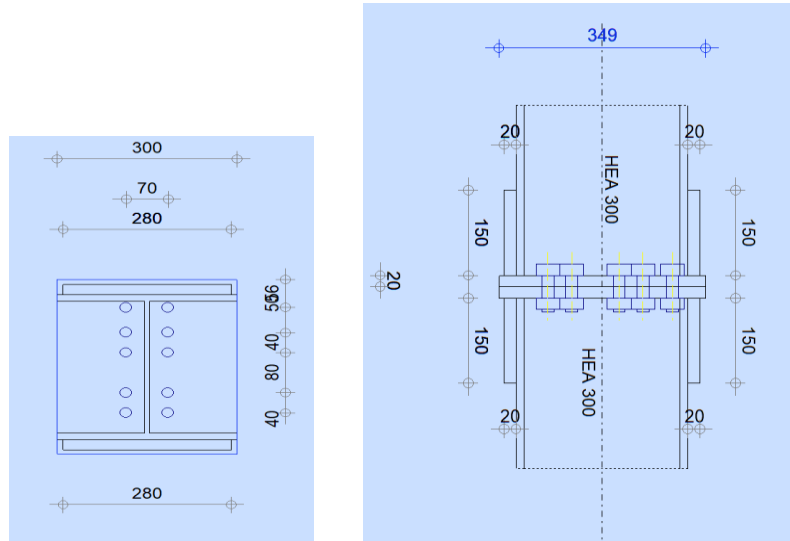


Figure 8 : Assemblage poteau-poteau (HEA300- HEA300)

les sollicitations maximales tirées depuis notre modèle sont :

$$\begin{cases} M_{sd} = 126,95 \text{ KN.m} \\ N_{sd} = -83,53 \text{ KN} \\ V_{sd} = 43,53 \text{ KN} \end{cases}$$

Platine : $t = 20 \text{ mm}$

VII.6.1 Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = Msd \times \frac{d_i}{\sum d_i^2}$$

Nous considérons uniquement les boulons tendus,

$$d_1 = 0,267 \text{ m} \quad d_2 = 0,217 \text{ m} \quad d_3 = 0,177 \text{ m} \quad d_4 = 0,097 \text{ m} \quad \sum d_i^2 = 0,152$$

$$N_1 = 200,28 \quad N_2 = 173,13 \quad N_3 = 141,21 \quad N_4 = 64,03$$

VII.6.2 Détermination de la section des boulons :

il faut vérifier que : $N_i \leq n \times F_p$

$$\text{avec } F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} \quad f_{ub} = 800 \text{ MPA (boulons HR 8.8)}$$

$$\text{d'où } A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times n \times f_{ub}} = \frac{200,28 \times 10^3}{0,7 \times 2 \times 1000} = 143,06 \text{ K}n \checkmark$$

On opte pour des boulons M20 de classe (10.9) de diamètre : $A_s = 245 \text{ mm}^2$ $d_0 = 22 \text{ mm}$ avec un diamètre de trou égale $d_0 = 13 \text{ mm}$

$$F_{pcd} = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN}$$

VII.6.3. Entraxe des boulons et des pinces :

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \quad p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \quad p_2 = 70 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 200) \text{ mm} \quad e_1 = 56 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 200) \text{ mm} \quad e_2 = 115 \text{ mm}$$

VII.6.4. Vérification de l'interaction (cisaillement et traction) :

$$F_{v, sd} \leq F_{srd}$$

$$F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{43,53}{10} = 4,35 \text{ KN} \text{ avec } n : \text{ nombre des boulons}$$

$$\gamma_{m_s} = 1,25$$

$$\mu = 0,3 \text{ (Classe C) (Coefficient de frottement)}$$

$K_s = 1$: Coefficient en fonction de la dimension des trous de perçage (trou nominal)

n : est le nombre de plan de cisaillement

$$f_{t, sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{200,28}{2} = 100,14 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{KS \times n \times u \times (F_{pcd} - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 (171,5 - 0,8 \times 100,14)}{1,25} = 21,93 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 4,35 \text{ KN} < F_{s,rd} = 21,93 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.6.5. Vérification au poinçonnement :

$$\text{Il faut vérifier que } f_{t,sd} \leq B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m_p}}$$

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times 32,4 \times 20 \times 360}{1,5} = 292,99 \text{ KN} > f_{t,sd} = 100,14 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

II.7. Assemblage de l'échantignolle sur la panne :

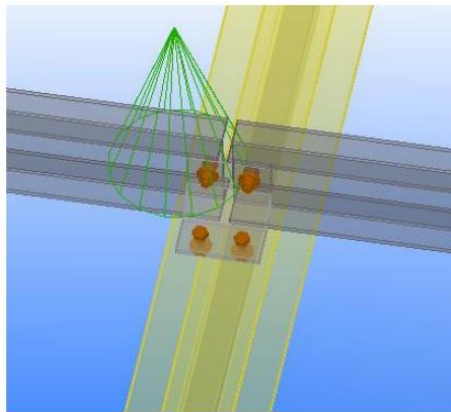


Figure VII. 9: Vue perspective de l'échantignolle.

les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_v Z / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne)

II.7.1 L'effort revenant à l'échantignolle

$R_{vz} = 15,015$ L'effort revenant à l'échantignolle (chapitre III.3.1)

II.7.2 Vérification

$$F_{vsd} = \frac{R_{vz}}{n \times p} = \frac{15,015}{2} = 7,5 \text{ Kn}$$

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad A_s \geq \frac{1,25 \times 7,55}{0,5 \times 600} \times 10^3 = 31,34$$

On adopte des boulons de type M10 avec $A_s = 58 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 11 \text{ mm}$

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times 58 \times 600}{1,25} = 13,92 > F_{vsd} = 7,5 \text{ Kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.8 Calcul des pieds de poteaux :

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage. Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexion. Le poteau est sollicité par :

- Effort de traction max sous $(G + 1,5W1)$: $N_t = -78,79 \text{ KN}$
- Moment fléchissant sous $(G + 1,5W1)$: $M = 16,12 \text{ KN.m}$

VII.8.1 Dimensionnement des tiges d'ancrage :

On a des poteaux HEA300 donc on prend les dimensions de la platine :

$$a = 500\text{mm} \quad b = 500\text{mm}$$

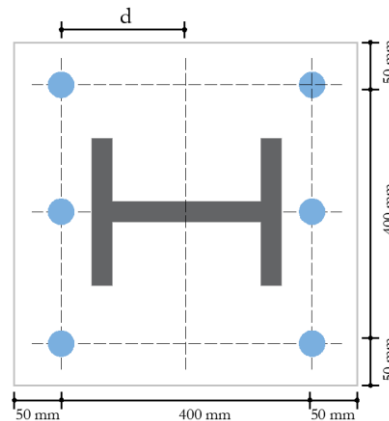


Figure VII. 10 : La disposition constructive des tiges et les lignes de pliages

La tige sera dimensionnée avec l'effort de traction ($N_t = 78,79$), puisque on a six tiges alors chaque tige prendra $\frac{1}{6}$ de l'effort

$$N = \frac{N_t}{6} = \frac{78,79}{6} = 13,13 \text{ KN}$$

$$F = \frac{N_t}{6} + \frac{M_y}{3 \times d} = \frac{78,79}{6} + \frac{16,12}{3 \times 0,2} = 40 \text{ KN}$$

$$F \leq \frac{\pi \phi^2 f_y}{4} \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4F}{\pi \times f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 40}{\pi \times 23,5}} = 1,47 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 20\text{mm}$

VII.8.2. Vérification des tiges d'ancrages :

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec crosse, fixé par les règles:

$$\frac{N_t}{6} \leq Na = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times gc}{1000} \right) \frac{\emptyset}{\left(\frac{\emptyset}{1 + \frac{\emptyset}{d_1}} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Le dosage en ciment)

$d_1 = 200 \text{ mm}$ (enrobage)

$l_1 = 20\emptyset = 40 \text{ cm}$

$r = 3\emptyset = 6 \text{ cm}$

$l_2 = 2\emptyset = 4 \text{ cm}$

$$N_t = \frac{78,79}{6} \leq Na = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{20} \right)^2} (40 + 6,4 \times 6 + 3,5 \times 4)$$

$N = 13,13 \text{ KN} \leq Na = 56,03 \text{ KN}$ condition vérifiée

VII.8.3. Vérification des contraintes dans le béton et de l'acier :

On a :

$$e = \frac{M}{N_t} = \frac{16,12}{78,79} = 0,2 \text{ m} > \frac{D}{6} = \frac{0,4}{6} = 0,06 \text{ m}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

On a utilisé des boulons M20 de $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

$A = 3 \times 3,14 = 9,42 \text{ cm}^2$; $l = 40 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$

L'équation de 3^{ème} degré de h' s'écrit :

$$h'^3 + 3(1 - h) h'^2 + 90A \times \frac{l}{b} h' - 90A \times \frac{l}{b} h = 0$$

$$h'^3 + 3(40 - 45) h'^2 + 90 \times 9,42 \times \frac{40}{50} h' - 90 \times 9,42 \times \frac{40}{50} \times 45 = 0$$

$$h'^3 - 15 h'^2 + 753,6 h' - 30520,8 = 0$$

$$h' = 27,65 \text{ cm}$$

La contrainte de compression sur le béton est alors :

$$\sigma_b = \frac{2NL}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq F_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 0,078 \times 0,4}{0,5 \times 0,27 \left(0,45 - \frac{0,27}{3}\right)} = 1,29 < 14,2 \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification des goujons à la traction :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{h-\frac{h'}{3}} \leq f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_a = \frac{0,078}{9,42 \times 10^{-4}} \times \frac{0,4-0,45+\frac{0,27}{3}}{0,45-\frac{0,27}{3}} = 9,29 < 235 \text{ Condition vérifiée}$$

VII.8.4. Calcul l'épaisseur de la platine :

Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

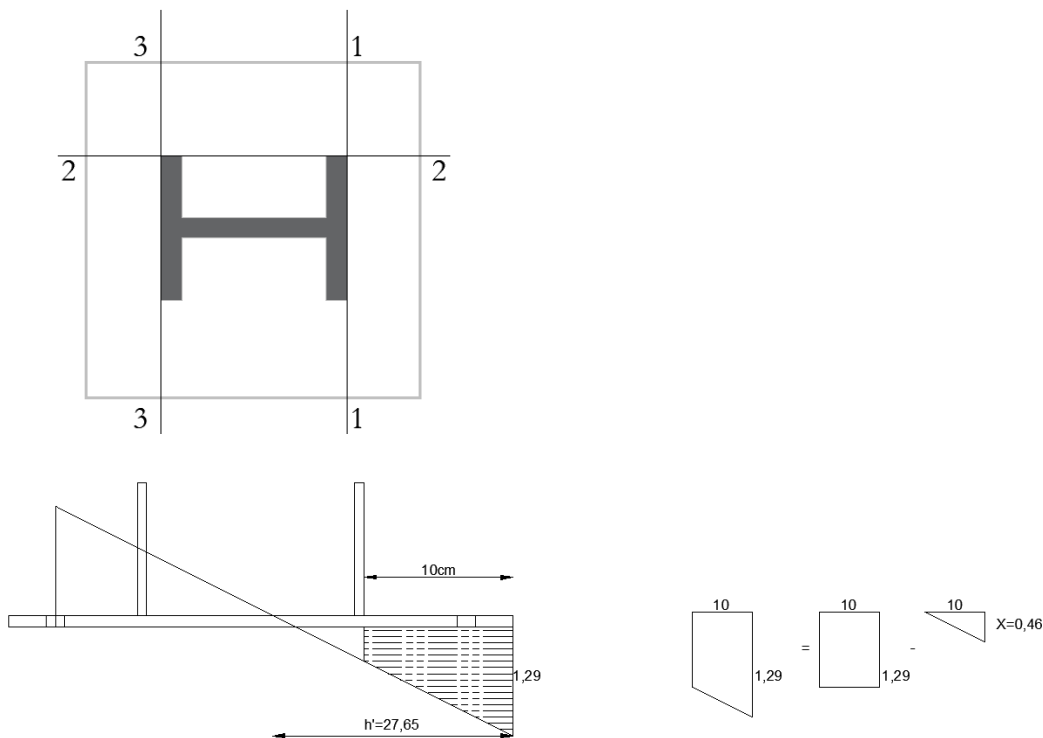


Figure VII.11 : Vérification de la section 1-1

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t , sont :

$$M_1 = 1,29 \times 10 \times \frac{0,1}{2} \times 10 = 0,064 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 46 \times \frac{10}{2} \times \frac{0,1}{3} = 0,007 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,057 \text{ KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour $b = 1 \text{ cm}$ est :

$$\frac{I}{V} = \frac{\frac{bt^3}{12}}{\frac{t}{2}} = \frac{bt^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \quad \text{donc } t \geq \sqrt{\frac{6M}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,057 \times 10^2}{23,5}} \geq 1,2 \text{ cm} \rightarrow t = 1,2 \text{ cm}$$

Vérification de la section 2-2 :

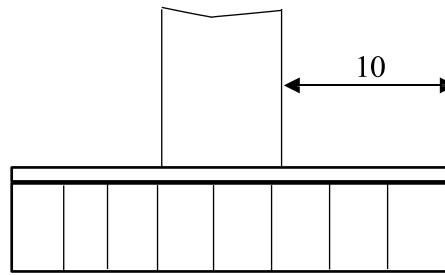


Figure VII.12: Vérification de la section 2-2

Le même raisonnement conduit au Moment max :

$$M = 1,29 \times 10 \times \frac{0,1}{2} \times 10 = 0,064 \text{ KN.m}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6M}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,064 \times 10^2}{23,5}} \geq 1,28 \text{ cm} \rightarrow t = 1,3 \text{ cm}$$

Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0,1T$

$$T = A \times \sigma_a = 942 \times 9,29 = 8751,18 \text{ N}$$

$$M = 875,1$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times 875,1}{23,5 \times 50}} \geq 2,11 \text{ cm} \rightarrow t = 2,5 \text{ cm}$$

Conclusion :

On opte pour une platine d'épaisseur $t = 25 \text{ mm}$ (section 3-3 la plus défavorable),

CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Tout ouvrage, quel que soit son usage ou sa forme, repose nécessairement sur le sol. La fondation est l'élément qui sert d'interface entre l'ouvrage et le sol, permettant de transmettre les charges de manière sécurisée. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

- La contrainte admissible du sol site S3 : $\sigma_{sol} = 1,7 \text{ bar}$
- La profondeur d'ancrage : $D = 2 \text{ m}$

VIII.1 Calcul des fondations sous les poteaux :**VIII .1.1 Calcul des sollicitations :**

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

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

$$ELS: G + Q$$

Un coefficient de sécurité de 2 a été appliqué à la résistance ultime du sol **qu**. Les sollicitations les plus défavorables sont regroupées dans le tableau suivant.:

Tableau VIII -1 : Les sollicitations à la base du poteau

Sollicitation	Situation accidentelle		Situation durable
	G+Q+EX	1,35G+1,5(Q+S)	G+0,9(Q+S)
N_{max} (KN)	1542,67	2174,71	1487,68
M_y (KN.m)	-69,84	-83,10	-57,82
V_z (KN)	62,83	73,65	51,24

VIII.1.2 Pré dimensionnement de la semelle du poteau encastré :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont

rectangulaires à la base ($h \times b$), donc les semelles sont rectangulaires ($H \times B$)

h et b : Dimension des futs du poteau considéré. (pot 60×60)

H et B : Dimension de la semelle.

$h_t = d + c$; Avec $c = 10\text{cm}$ (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donné par :

$$d = \max \left(\frac{B-b}{4} ; \frac{H-h}{4} \right) \quad (\text{BAEL91})$$

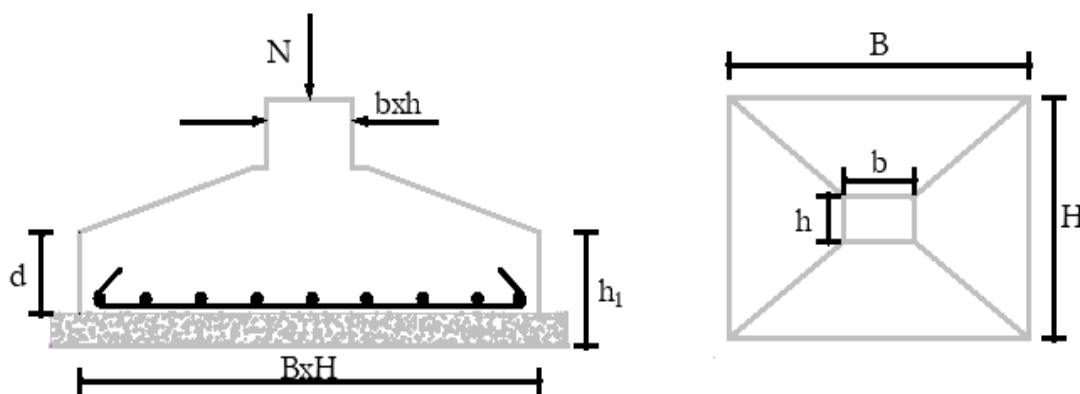


Figure VIII -1 : Dimension de la semelle sous le poteau

VIII.1.3 Le critère de non poinçonnement :

$\sigma_m < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle

$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_m : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$$\sigma_m = \frac{N}{HB} \times \left(1 + \frac{6e_0}{H} \right)$$

On a : $e_0 = \frac{M}{N}$

$$h = b = 60 \text{ cm} \rightarrow H = \frac{h}{b} B = B$$

VIII.1.4 Dimensionnement de la semelle sous poteau :

-Situation accidentelle :

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol}$$

$$e_0 = \frac{69,84}{1542,67} = 0,045 \text{ m}$$

$$\sigma_m = \frac{1542,67}{B^2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,045}{B} \right) \leq 2 \times 170$$

$$340B^3 - 1542,67B - 416,52 \geq 0$$

Ça nous donne : $B = 2,25m$

-Situation durable :

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol}$$

$$e_0 = \frac{83,10}{2174,71} = 0,038 \text{ m}$$

$$\sigma_m = \frac{2174,71}{B^2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,038}{B} \right) \leq 1,33 \times 170$$

$$226,1B^3 - 2174,71B - 495,83 \geq 0$$

Ça nous donne : $B = 3,2m$

$$B = \text{Max}(2,23; 3,2) = 3,2$$

Donc : $H = B = 3,2m$

Les dimensionnes de notre semelle est : $B \times H = 3,2 \times 3,2 \text{ m}^2$

$$d = \max (0,65 ; 0,65)$$

$$d = 0,65 \text{ m} \rightarrow \text{ht} = 0,75 \text{ m}$$

La hauteur de l'amorce de poteau :

$$l_1 = D - h_t$$

D : la profondeur d'ancrage

$$l_1 = 2 - 0,75 = 1,25m$$

Poids de la semelle :

$$P = H \times B \times h_t \times f_{c28} = 3,2 \times 3,2 \times 0,75 \times 25 = 192 \text{ KN}$$

$$N_t = P + N = 192 + 2174,71 = 2366,71 \text{ KN}$$

Moment a la base :

$$M_{by} = M_y + (V_z \times D)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau VIII -2 : Les sollicitations à la base de la semelle du poteau

Sollicitation	Situation durable		
	Situation accidentelle		
	G+Q+EX	1,35G+1,5(Q+S)	G+0,9(Q+S)
N_{max} (KN)	1542,67	2174,71	1487,68
M_{by} (KN. m)	55,82	64,2	44,66
V_z (KN)	62,83	73,65	51,24

VIII.1.5 Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{HB} \times \left(1 + \frac{6 e_0}{H} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{HB} \times \left(1 - \frac{6 e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 1,33\sigma_{sol} \text{ (durable)} \\ 2\sigma_{sol} \text{ (accidentelle)} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } e_0 = \frac{M_{by}}{N}$$

Pour les semelles entièrement comprimées on a :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les valeurs obtenues pour les contraintes sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VIII -3 : Vérification des contraintes de sol

Combinaison	e_0 (m)	σ_{min} (bar)	σ_{max} (bar)	σ_{moy} (bar)	σ_{sol} (bar)	OBS
ELU	0,036	1,98	2,26	2,19	1,7	N.V
ELS	0,03	1,37	1,53	1,49	1,7	V
ACC	0,03	1,42	1,59	1,55	1,7	V

Vérification :

$$\sigma_{min} = 1,98 \text{ bar} < 1,33\sigma_{sol} = 2,261 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = 1,37 \text{ bar} < 1,33\sigma_{sol} = 2,261 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = 1,42 \text{ bar} < 2\sigma_{sol} = 3,4 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moy} = 2,19 \text{ bar} < \sigma_{sol} = 1,7 \text{ bar}$$

On ne constate que la contrainte moyenne à l'ELU est supérieure à celle du sol, donc elle n'est pas vérifiée, on doit augmenter les dimensions de la semelle à

$$B \times H = 3,7 \times 3,7 \text{ m}^2$$

On revérifie à l'ELU :

$$\sigma_{max} = 1,68 \text{ bar} ; \quad \sigma_{min} = 1,5 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 1,63 \text{ bar} < \sigma_{sol} = 1,7 \text{ bar}$$

Les contraintes sont vérifiées

VIII.1.6 Vérification de la stabilité au renversement :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que

On a : $B=H$

$$e_0 = 0,03 \leq \frac{B}{4} = \frac{3,7}{4} = 0,925 \text{ m} \quad \text{La stabilité est vérifiée.}$$

VIII.1.7 Détermination des armatures de la semelle :

$$d = \frac{3,7 - 0,6}{4} = 0,8 \text{ m}$$

$$d = 0,8 \text{ m} \rightarrow h_t = 0,9 \text{ m}$$

VIII.1.7.1 Situation durable :

Armature parallèle à H & B = 3,7 m :

On doit vérifier c'est deux condition :

$$e_0 = \frac{M_{by}}{N} \leq \begin{cases} \frac{h}{6} \\ \frac{H}{24} \end{cases} \quad \text{on a : } e_0 = 0,036 \leq \begin{cases} \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \\ \frac{3,7}{24} = 0,15 \text{ m} \end{cases}$$

D'où :

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 e_0}{H}\right) = 2174,71 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,036}{3,7}\right) = 2238,18 \text{ KN}$$

$$As = \frac{N' \times (H - h)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{2,238 \times (3,7 - 0,6)}{8 \times 0,8 \times 348}$$

$$As = 31,15 \text{ cm}^2$$

VIII.1.7.1 Situation accidentelle :

Armature parallèle à H & B = 3,7 m :

On doit vérifier c'est deux condition :

$$e_0 = \frac{M_{by}}{N} \leq \begin{cases} \frac{h}{6} \\ \frac{H}{24} \end{cases} \quad \text{on a : } e_0 = 0,03 \leq \begin{cases} \frac{0,6}{6} = 0,1m \\ \frac{3,7}{24} = 0,15m \end{cases}$$

D'où :

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3e_0}{H}\right) = 1542,67 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,03}{3,7}\right) = 1580,19 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (H-h)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{1,580 \times (3,7-0,6)}{8 \times 0,8 \times 348}$$

$$A_s = 21,99 \text{ cm}^2$$

Alors on choisit :

$$\text{Selon H} \rightarrow A_s = 31,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon B} \rightarrow A_s = 31,15 \text{ cm}^2$$

VIII.1.7.2 Condition de non fragilité :

$$A^{\min} = \frac{0,23 \times H \times h \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 3,7 \times 0,9 \times 2,1}{400}$$

$$A^{\min} = 40,21 \text{ cm}^2$$

VIII.2.7.4 Calcul de l'espacement :

$$St^H \leq \frac{370}{10} = 37 \text{ cm} \quad \text{D'où : } St^H = 30 \text{ cm}$$

$$St^B = 30 \text{ cm}$$

VIII.2.7.3 La disposition constructive :

Les armatures seront munies des crochets si la longueur de scellement l_s est : $l_s > \frac{H}{4}$

Avec :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ Pour les armatures HA}$$

\emptyset : Diametre des boulons

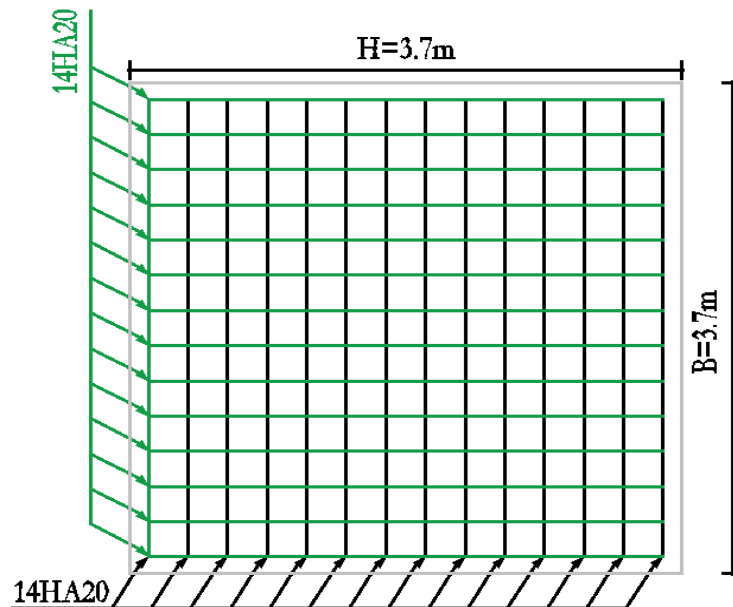
D'où :

$$l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 70,54 \text{ cm} < \frac{370}{4} = 92,5 \text{ cm}$$

Nos armatures ne seront pas munies de crochet suivant le Sens H et B.

Tableau VIII-4 : Choix de ferrailage pour la semelle du poteau

Sens	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix de barre	As (cm ²)	St (cm)
H	31,41	40,21	14HA20	43,98	30
B	31,41	40,21	14HA20	43,98	30

**Figure VIII -2 : Schéma de ferrailage de la semelle au-dessous de poteau :**

VIII.2 Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments de l'infrastructure qui assurent la rigidification de l'ensemble des semelles. Elles travaillent principalement en traction sous l'effet de forces axiales

VIII.2.1 Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 :

$25 \times 30 \text{ cm}^2$: Site de categorie S2 et S3

$30 \times 30 \text{ cm}^2$: Site de categorie S4

Pour notre on opte pour des longrines de Section : $40 \times 45 \text{ cm}^2$

VIII.2.2 Ferrailage des longrines :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale:

$$F = \frac{N}{a} \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA99/2003})$$

Avec :

N : Effort normale ultime du poteau le plus Avec :

$$\underline{\text{ELU}} : N = 2174,71 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{ELS}} : N = 1487,68 \text{ KN}$$

a : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré

$$a = 12 \quad (\text{Zone sismique IIa et categorie S3})$$

On a :

$$N_u = \frac{2174,71}{12} = 180,71 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

$$N_s = \frac{1487,68}{12} = 123,58 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

VIII.2.2.1 Calcul des armatures :

$$\text{On a : } A = \frac{N}{f_{st}}$$

$$\text{ELU : } \rightarrow A = \frac{180,71}{348} = 5,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS : } \rightarrow A = \frac{123,58}{348} = 3,55 \text{ cm}^2$$

VIII.2.2.2 Calcul le Amin :

$$A^{\min} = 0,6\% b h = \frac{0,6}{100} \times 40 \times 45 = 10,8 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec le A_{\min}

$$\text{Soit : } 4HA16 + 2HA14 = 11,12 \text{ cm}^2$$

VIII.2.2.3 Ferrailage transversale

Considérons des cadres de diamètre Ø8mm ,dont l'espacement maximal est défini conformément aux prescriptions du RPA.

$$S_t \leq \min \left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 15\phi \right) = \min (20 ; 22,5 ; 12)$$

Soit :

$$S_t \leq 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 12 cm en travée et de 10 cm en zone nodale.

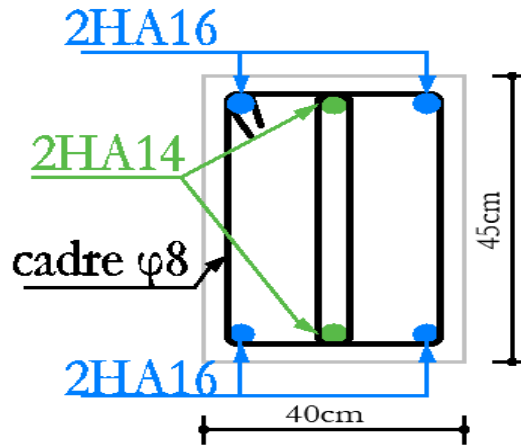


Figure VIII -3 : Schéma de ferrailage des longrines

VIII.3 Calcul des futs :

"Les fondations sont ancrées à une profondeur de $D = 2 \text{ m}$. L'assemblage platine-massif devant être situé au-dessus du niveau du sol, un fût en acier, de section $0,6 \times 0,6 \text{ m}^2$, est prévu. Ce fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant ainsi qu'à un moment fléchissant, ce qui le sollicite en flexion composée

Le fût est soumis à des sollicitations suivantes :

$$N_t = 2113,91 \text{ KN}$$

$$M = 196,66 \text{ KN.m}$$

VIII.3.1 Ferrailages des futs :

On a :

$$h = 0,6\text{m} \quad b = 0,6\text{m} \quad d = 0,55\text{m} \quad d' = 0,05\text{m}^*$$

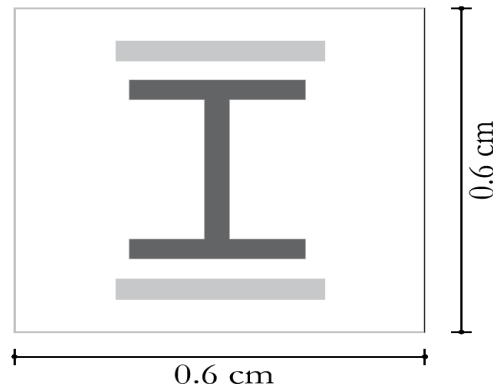


Figure VIII -4 : Section du fut à ferrailer

$$e = \frac{M}{N} = \frac{196,66}{2113,91} = 0,09 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$e = 0,09\text{m} < 0,1\text{m} \rightarrow$ La section est entièrement comprimée

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 196,66 + 2113,91 \left(0,55 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 725,14 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 2113,91 (0,55 - 0,05) - 725,14 = 331,82 \text{ KN.m} \quad (I)$$

$$(0,337 \times d - 0,81d') \times b \times h \times F_{bu} = 740,47 \text{ KN.m} \quad (II)$$

$$(I) < (II) \rightarrow A = 0$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{725,14}{0,6 \times 0,55^2 \times 14,2} = 0,28$$

$$\mu_{bu} = 0,28 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,42 \\ Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,46 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{725,14}{0,46 \times 348} = 45,29 \text{ cm}^2$$

On revient a la fléxion composée :

$$A = A_1 + \frac{N_u}{f_{st}} = 45,29 - \frac{2113,91}{34,8} = -15,45 \text{ cm}^2 < 0$$

On ferraille Avec $A_{s\min}$

Selon RPA99/2003(art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s\min} = 0,8\% b \times h = 0,008 \times 60 \times 60$$

$$A_{s\min} = 28,8 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{s\min} = 10HA14 + 12HA12 = 28,96 \text{ cm}^2$

VIII.3.1.1 Armature transversale :

Soit un cadre et une épingle de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA comme suit :

Dans la zone nodale :

$$St \leq 10\text{cm} \quad \text{soit} : \quad St = 10\text{cm}$$

Dans la zone courante :

$$St \leq \min \left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10\Phi \right) \leq 20 \text{ cm}$$

Avec Φ est le diamètre des armatures longitudinales on prend $St = 12\text{cm}$

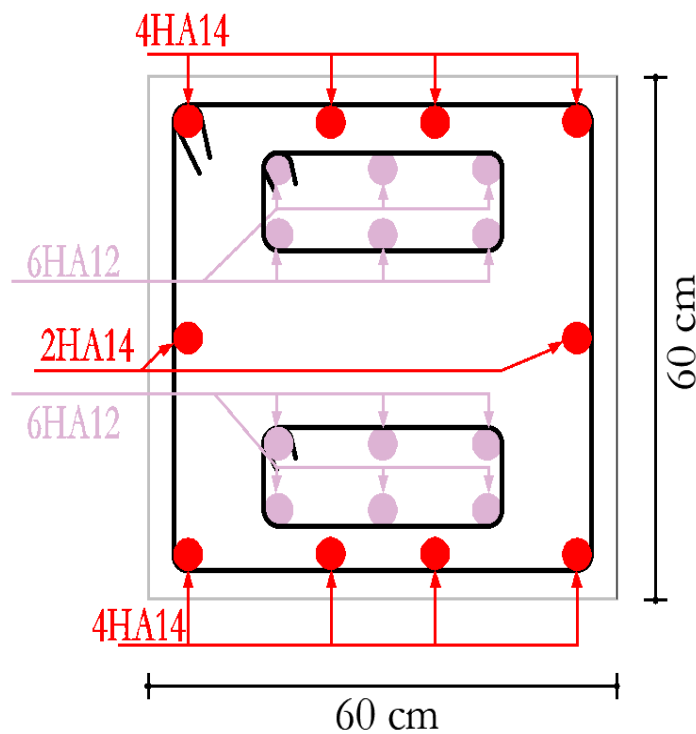


Figure VIII -5 : Schéma de ferrailage des futs

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul des structures, aussi bien à travers l'utilisation de logiciels tels que Robot Structural Analysis 2013, qu'à travers des vérifications et des dimensionnements manuels face aux différents phénomènes d'instabilité.

À travers ce mémoire, nous avons mené toutes les phases de conception, de calcul et de dimensionnement d'une structure métallique, en tenant compte des actions environnementales les plus contraignantes, telles que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent, et les actions sismiques.

Le dimensionnement a concerné chaque élément, chaque assemblage, chaque connexion ainsi que toutes les parties sensibles de la structure. La rigueur dans les calculs, la précision des vérifications et la définition détaillée des différents éléments constructifs ont été indispensables.

En définitive, ce projet nous a permis de nous familiariser davantage avec les exigences du domaine du génie civil, et de renforcer nos compétences techniques en lien avec la pratique professionnelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- BAEL 91, Béton Armé aux Etats Limites,
- EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
- DTR.C- 2-47, Règlement neige et vent « RNV Version 2013 ».
- DTR.B.C-2-48, Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 Version 2003 », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- EUROCODE 1, Bases de calcul et action sur les structures.
- Jean Morel : Calcul des Structures métalliques selon EC3
- Cours de 1^{er} année master et 3^{eme} année Génie civil.

ANNEXES

Annexe 1 : rapport de sol

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'assiette choisie pour recevoir une construction à usage industriel au niveau de la Z.A.C de Taharracht, dans la commune d'Akbou au profit de la SARL ALL PLAST (Mr BATOUCHE Madjid), est sur un terrain hétérogène avec une portance néanmoins satisfaisante.

Le terrain est nu, relativement plat, de constitution très graveleuse (TVO) liés par une matrice argileuse limoneuse parfois vaseuse, avec passage de blocs décimétriques d'origine calcaire avec alternance de couches minces de sables (gros et fins). Vis-à-vis de sa résistance en pointe, le terrain est relativement hétérogène caractérisé par des parties éparses et distinctes. En effet, des dépressions éparses existantes autrefois, qui formaient de petits ruisseaux, ont été comblées par les matériaux charriés et transportés par les eaux de crues de oued Tifrit et de Oued Soummam. En fait, à l'origine le terrain n'était pas aussi plat qu'il paraît actuellement !

De ce fait :

1. Réaliser un ouvrage de soutènement et de protection (par gabionnage de préférence) de la partie de la rive gauche de oued Soummam longeant la limite Sud de l'assiette pour protéger celle-ci, **avant, durant et après** la réalisation du projet, des débordements de oued Soummam et de l'érosion et affouillements dans la rive.
2. Excavation de la couche superficielle de faible à moyenne compacité, allant de 0^m.5 à -2^m au moins, d'épaisseur (zone rouge voir annexe).

Une fois la plate forme réalisée, il est recommandé de :

- Entreprendre scrupuleusement des travaux de compactage de la plate forme dégagée.
- La contrainte admissible du sol à adopter est de 1.70 bars.
- Surélever le niveau 0.00 de la construction par rapport au TN pour éviter son inondation (1^m.5 min).
- Aucune agressivité vis-à-vis du béton n'est constatée dans le terrain.
- Les bétons doivent être dosés à 400 kg/m³ au min, avec hydrofuges et très bien vibrés.
- Le site est classé en catégorie (S3).

Par ailleurs :

- Pour le calcul des ouvrages de soutènement ou voiles périphériques, nous préconisons l'adoption des caractéristiques mécaniques suivantes : angle de frottement de 22°, une cohésion de 0.11 bar et une densité humide de $\gamma_h = 19 \text{ kN/m}^3$.
- Réaliser un système de drainage très efficace autour des voiles périphériques ;
- Tenir compte de l'instabilité des parois des fouilles pendant et après terrassements.

Annexe 2 : Tableau des armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 3 : Valeur χ en fonction $\bar{\lambda}$

$\bar{\lambda}$	Coefficient de réduction			
	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

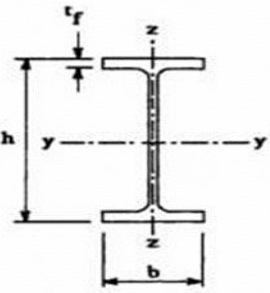
Annexe 4 : Fiche technique du panneau sandwich

EPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TÔLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h °C	Watt / m ² K	
30	0.47	0.54	9.65
40	0.38	0.44	10.05
50	0.31	0.36	10.45
60	0.27	0.31	10.85
80	0.21	0.24	11.65
100	0.17	0.19	12.45
120	0.14	0.16	13.25

Annexe 5 : Les valeurs μ_x et μ_y en fonction de α DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

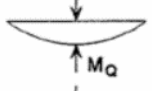
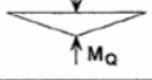
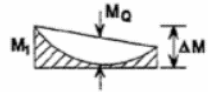
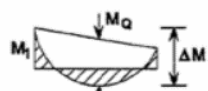

Annexe 6 : choix de la courbe

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$:		
	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$:		
	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d

Annexe 7 : les valeurs des sollicitations dans l'EC3

1. Sollicitations dans le plan d'inertie maximale	
Réactions d'appuis	$0,5 p\ell$ $0,5 p\ell$ $0,5 p\ell$ $0,5 p\ell$ $0,375 p\ell$ $1,25 p\ell$ $0,375 p\ell$
Moment de flexion maximum	$M_{\max} = \frac{p\ell^2}{8}$ $M_{\max} = -\frac{p\ell^2}{8}$ $M = \frac{9}{128} p\ell^2$
Flèches maximum	$\delta_0 = \frac{5}{384} \frac{p\ell^4}{EI} < \frac{\ell}{200}$ $y = \frac{1}{EI} \left[\frac{p\ell^3 x}{48} - \frac{p\ell x^3}{16} + \frac{p x^4}{24} \right]$ y_{\max} pour $x = \frac{3}{8} \ell$, soit $\delta_0 = \frac{2,05}{384} \frac{p\ell^4}{EI} = 0,41 \delta_0 < \frac{\ell}{200}$
2. Sollicitations dans le plan d'inertie minimale	
Panne sans lierne	$M_{\max} = \frac{p'\ell^2}{8}$
Panne avec une lierne à mi-portée	$M_{\max} = -\frac{p'\ell^2}{32}$
Panne avec deux liernes aux tiers de la portée	$M_{\max} = -\frac{p'\ell^2}{72}$

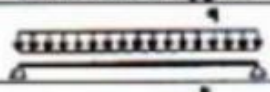
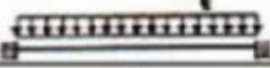
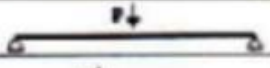
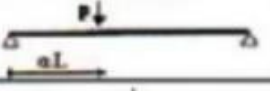
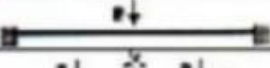
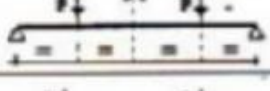
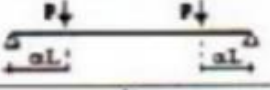

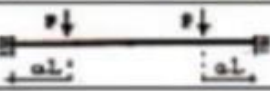
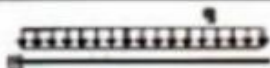
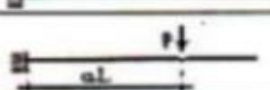
Annexe 8 : Le facteur de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité M_1 ψM_2 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,3 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan  	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité   	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{m,\psi})$ $M_Q = Max M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ max M + min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

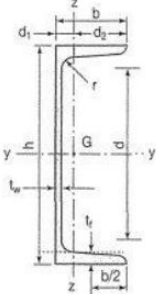
Annexe 9 : Caractéristique de la tôle (COFRASTRA40)

Epaisseurs (mm)			Poids (daN/m ²)	Section A_p (mm ² /m)	Volume des vides V (cm ³ /m ²)	Section efficace A_{pe} (cm ² /m)	Axe neutre	
Z275	Optical AMC ZM175	Nue					Elastique (mm)	Plastique (mm)
0,75	0,74	0,71	9,8	1183	106	1013	10,61	1,65
0,88	0,87	0,84	11,5	1400	106	1099	10,61	1,65
1,00	0,99	0,96	13,1	1600	106	1370	10,61	1,65

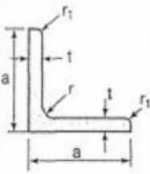
Annexe 10 : Les coefficients C_1, C_2 et C_3 dans le cas de chargement transversalCoefficients C_1, C_2 et C_3 dans le cas de chargement transversal

Chargement et conditions d'appuis	k	Coefficients		
		C_1	C_2	C_3
	1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
	1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
	1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
	1,0 0,5	$1,36 + 2 \cdot (\alpha - 0,5)^2$ $1,07 + 2,56 \cdot (\alpha - 0,5)^2$	$\alpha(1,72 - 1,81 \cdot \alpha)C_1$ $\alpha(1,76 - 1,9 \cdot \alpha)C_1$	1,730 3,050
	1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
	1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890
	1,0 0,5	$1 + 2,92 \cdot \alpha^2$ $1 + (1,06 - \alpha) \cdot \alpha^2$	$\alpha(2,44 - 3,24 \cdot \alpha)C_1$ $2\alpha^2(1,3 - \alpha)C_1$	1,120 1,890
	1,0 0,5	1,385 0,992	0,877 0,411	- -
	1,0 0,5	$1 + \alpha(1,61 - 2,34 \cdot \alpha^2)$ $1 - 0,48 \cdot \alpha^3$	$\alpha(3,44 - 3,62 \cdot \alpha)C_1$ $14,4 \cdot \alpha^2 \cdot (0,71 - \alpha)C_1$	- -
	2	2,05	0,83	-
	2	$\frac{1,28}{\alpha}$	0,43	-

Annexe 11

Poutrelles											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UPN	 <p>Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 8 % $h > 300$: 5 %</p>										
	Profils	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r_1	h_1	P	A	d_1 $d_2 = v_y$
		h	b	t_w	t_f	r	r_1	d	P	A	d_1 $d_2 = v_z$
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45 3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55 3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61 3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76 4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84 4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92 5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01 5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14 5,86
	UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23 6,27
	UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36 6,64
	UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53 6,97
	UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70 7,30

Annexe 12

Laminées marchands usuels												
MATIERE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	Axe yy = Axe zz				
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)	L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
	L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
	L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
	L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
	L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
	L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
	L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
	L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
	L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
	L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
	L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
	L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
	L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
	L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
	L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
	L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
	L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
	L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
	L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
	L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
	L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
	L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
	L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
	L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
	L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
	L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
	L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
	L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
	L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
	L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
	L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72
	L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71
	L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70

Annexe 13

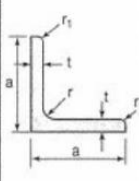
7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

MATIÈRE

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

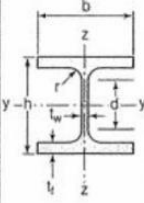
CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES

	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
	a	a	e	r	r ₁	P	A	Axe yy = Axe zz			
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66

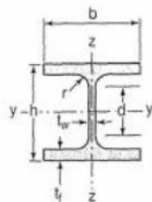
Annexe 14

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1:2005				EN 10025-2: 2004 EN 10025-4: 2004 EN 12252:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pure bending y-y		Pure compression						
	G	I _y	W _{ely}	W _{ply}	i _y	A _x	I _t	W _{elz}	W _{plz}	i _z	s _y	I _t	I _w	y _s	y _m	S235	S355	S235		S355
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	mm	mm						
UPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓
UPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓
UPE 120	12,1	354	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓
UPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,0	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓
UPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓
UPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓
UPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓
UPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓
UPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓
UPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓

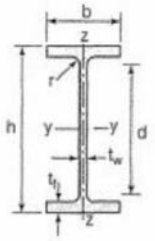
Annexe 15

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	–	–	I_y	I_y/V_y	i_y	–	–	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{wz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
	HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
	HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
	HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
	HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
	HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
	HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
	HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
	HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
	HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
	HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
	HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
	HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
	HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
	HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
	HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
	HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
	HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
	HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
	HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
	HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13996,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

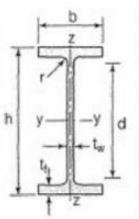
Annexe 16

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
	HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Annexe 17

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
	IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
	IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4
	IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0

Annexe 18

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
IPE (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	–	–	I_y	I_y/V_y	i_y	–	–	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
	IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87	
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29	
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

PLANS ARCHITECTURES