



République Algérienne démocratique et populaire

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université M'Hamed Bougara Boumerdes
Faculté des sciences de l'ingénieur*



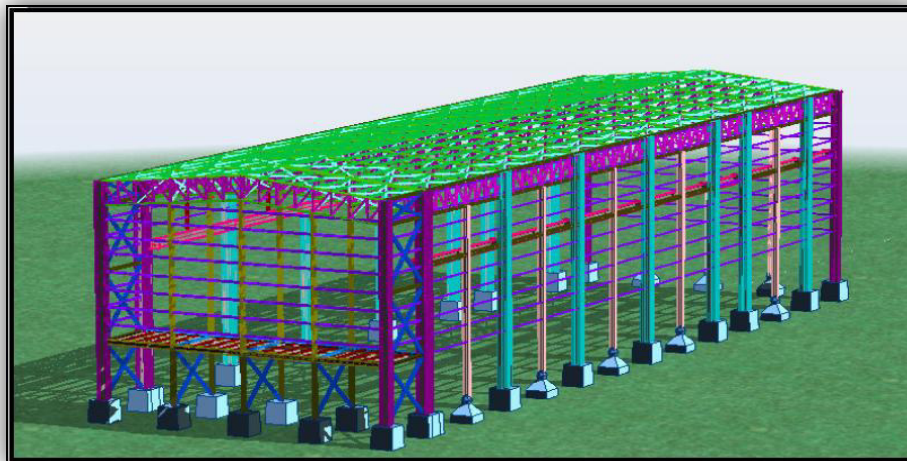
*Département de génie mécanique
Mémoire de fin d'études*

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Mécanique

OPTION : Structures Métalliques

THEME

*Etude et conception d'un Atelier de réparation et
maintenance des engins avec mezzanine et pont roulant de
capacité de levage 15 tonnes*



Réalisé par :

M^d: MORSLI Naima

M^{lle}: OUACHEK Fatma

Promoteur

Mr: IFRAH.R

2016/2017



Remerciements

Avant tout nous remerciant Dieu pour nous avoir donné la force et la patience pour mener ce travail

Nous tenons à présenter nos vifs remerciements à notre promoteur Mr. IFRAH.R pour son suivi et ses orientations tout au long de l'élaboration de ce travail, en lui exprimant notre profonde gratitude.

Nos remerciements à l'ensemble des enseignants de l'université de Boumerdes, plus particulièrement aux enseignants de la Faculté de Sciences de l'ingénieur.

On remercie l'entreprise METALENG qui a mis à notre disposition les moyens nécessaires à l'accomplissement de ce mémoire.



Dédicaces

*Avant tous, je remercie Dieu le tout puissant de
M'avoir donné le courage et la patience pour
réaliser ce travail*

Je tiens à dédier ce mémoire :

*A ma chère Mère, à mon cher Père et ma a chère grand mère et ma très
chère tante noura, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leur soutien
permanent durant toutes mes années d'études,*

A Mes frères Hocine et Brahim et Mes sœurs Nadia et Imane

*A ma camarade Naima MORSELI qui m'a accompagné durant cette le longue période
pour réaliser ce modeste travail*

*A notre promoteur IFRAH. R qui nous a guidé et orienté pour la réalisation de ce
travail*

A tous mes profs qui m'ont enseigne durant toutes mes années d'étude

A mon très chers amis « Amina HAMOUDA et Nouara MESSAB » Et sa famille.

Tous mes amis sans exception.

A tout le groupe MSM15 sans exception

OUACHEK FATMA



Dédicaces

Je dédie ce mémoire à :

*Tous ceux qui se sont donné toutes les peines
et sacrifices,*

Pour me voir réussir dans la vie.

*Les deux personnes les plus chères à mon cœur , mon père et ma mère , qui
m'ont apporté soutien et reconfort tout au long de mes études.*

Mes frères : Sadek ; Rachid ; Rabah ; Isemail ; Aisa ; loinass ; Hameza.

Mes sœurs : Kheira ; Sadjai ; Razika ; Amel ; Fatma .

A ma chère grande famille .

Mon mari : Rafik pour le courage et la valanté qu'il m'a incluqué

A tous mes amis proches ou loins.

Mon binome « Fatma » et la famille « OUAÇHEK »

Mes amis du groupe MSM₁₅ sans exception .

Les familles : MORSLI et MOKHTARI.

*Et sans oublier mes enseignants qui m'ont soutenu durant toutes mes années
d'études.*

NAIMA MORSLI



SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation du projet

Introduction Générale	1
I. Présentation du sujet	2
I.1. Introduction	2
2. Présentation du sujet	2
I.2.1 Données concernant le site	2
I.2.2 Dimension de la structure	3
I.2.3 Règlements utilisés.	3
I.2.4 Logiciels utilisés	4
I.3.Éléments structuraux	4
I.3.1 Nature des éléments principaux de la structure proposés	4
I.3.2. Les éléments secondaires	4
I.3.3. Eléments de l'ouvrage	5
I.4.Caractéristiques des matériaux	5
I.4.1 Aciers de construction pour les éléments de structure	5
I.4.2 Béton	5
I.5.Assemblages	5
I.6.Présentation schématique	6

Chapitre II : Etude climatique

II.1. Introduction.....	9
II.2.Dimension de l'ouvrage :.....	9
Les données relatives au site	9
II.3.Etude de la neige	10
II.3.1.Calcul de la Surcharges de neige.....	10
II.3.2.Charge de neige sur le sol	10
II.3.3.La charge de la neige sur la toiture	10
II.4. Etude du vent.....	11
II.4.1 Détermination de coefficient dynamique Cd	11
II.4.2. Détermination de la pression nette $W(z_j)$	12
II.4.2.1. Détermination de la pression dynamique $Q_{dyn}(z_j)$	13
Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$	14
Détermination du coefficient de la rugosité $C_r(z)$	15
II.4.2.2. Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe}	15
1. Vent perpendiculaire au long pan.....	16
Pour les parois verticales.....	16
Pour la toiture	17

2. Vent perpendiculaire au pignon.....	18
Pour les parois verticales.....	18
Pour la toiture	19
II.4.2.3 Détermination du coefficient de pression intérieur C_{pi} :.....	20
Détermination de la pression du vent Q_j	20
1. Vent perpendiculaire au long pan	20
Dans la paroi verticale	22
Dans la toiture	24
2. Vent perpendiculaire au pignon.....	24
Dans la paroi verticale	24
Dans la toiture	26
II.5. Conclusion	28

Chapitre III: Etude des éléments secondaire

III-1 Introduction.....	29
III.2 Les pannes.....	29
III.2.1 Dimensionnement des pannes.....	29
III.2.2 Détermination de la section de la panne.....	30
a) Les charges variables.....	30
b) Les charges permanentes.....	30
c) Combinaison des charges :(ELS).....	30
III.2.3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU)	32
a) Les charges variables.....	32
b) Les charges permanentes.....	32
c) Combinaison des charges.....	32
III.2.4 Vérification de la flèche : (ELS).....	33
III.2.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU)	34
III.2.6 Vérification à l'effort tranchant.....	35
III.2.7. Vérification de la panne au déversement	35
III.3 Les lisses de bardage	37
III.3.1 Dimensionnement des lisses	37
III.3.2 Détermination de la section de la lisse.....	38
a) Les charges variables	38
b) Les charges permanentes	38
c) Combinaison des charges :(ELS).....	38
III.3.3 Combinaison des charges (ELS ; ELU).....	39
a) Les charges variables	39
c) Combinaison des charges.....	39
III.3.4 Vérification de la flèche (ELS).....	40
III.3.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU)	41
III.3.6 Vérification à l'effort tranchant	42
III.3.7 Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes	43
III.4. Etude des potelet.....	45
III.4.1 Dimensionnement des potelets	45
III.4.2 Détermination de la section de potelet	45
a) Les charges variables.....	45

b) Combinaison des charges :(ELS).....	46
c) Les charges permanentes	46
III.4.3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU)	47
a) Les charges variables	47
b) Les charges permanentes	47
c) Combinaison des charges.....	47
III.4.4 Vérification a l'effort tranchant	47
III.4.5 Vérification de moment fléchissant $M_{y,sd}$	48
III.4.6 Vérification au flambement	48
III.5 Dimensionnement des potelets	51
Sur long pan 01.....	51
III.5.1 Détermination de la section de potelet	51
a) Les charges variables	51
b) Combinaison des charges :(ELS).....	51
III.5.2 Combinaison des charges :(ELS ; ELU)	52
a) Les charges variables	52
b) Les charges permanentes	52
c) Combinaison des charges	52
III.5.3 Vérification a l'effort tranchant	53
III.5.4 Vérification de moment fléchissant $M_{y,sd}$	54
III.5.5 Vérification au flambement	54
III.6 Dimensionnement des potelets	56
Sur long pan 02	56
III.6.1 Détermination de la section de potelet	56
a) Les charges variables	56
b) Combinaison des charges :(ELS)	57
III.6.2 Combinaison des charges :(ELS ; ELU)	57
a) Les charges variables	57
b) Les charges permanentes	57
c) Combinaison des charges	58
III.6.3 Vérification a l'effort tranchant	58
III.6.4 Vérification de moment fléchissant $M_{y,sd}$	59
III.6.5 Vérification au flambement	59
III .7. Conclusion	62

Chapitre IV : Planchers

IV. Etude de plancher.....	63
IV.1. Introduction	63
IV.2. Définition	63
IV.3. Disposition des solives	63
IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs	64
IV .5. Plancher Bureaux	65
IV .5.1 Vérification au stade de montage	65
IV .5.2 Evaluation des charges	65
a) Les charges permanentes	65
b) Les charges variables	65
IV.5.3. Combinaison des charges	66

IV.5.4. Vérification de la flèche	66
IV.5.5. Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement).....	66
IV.5.6. Vérification au moment fléchissant : (résistance).....	67
IV.6. Vérification au stade final : (Après durcissement du béton).....	67
IV.6.1.Evaluation des charges	67
a)Les charges permanentes G	67
b) Les charges variables Q	67
IV.6.2. Combinaisons des charges	67
IV.6.3. Calcul de largeur efficace du béton	67
IV.6.4. La position de l'axe neutre	68
IV.6.5. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle	69
IV.6.6 Contrainte de flexion simple	70
IV.6.6.1. Contrainte dans la poutre d'acier	70
IV.6.6.2. Contrainte dans la dalle en béton.....	70
IV.6.7.Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement).....	71
IV.6.8 Vérification de la flèche	71
IV.6.9.Contraintes additionnelles de retrait	72
IV.6.10.Contrainte finale	73
IV.7.Calcul et dimensionnement des connecteurs.....	74
IV.7.1.Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4	75
IV.7.2.Nombre de connecteurs	76
IV.7.3Calcule l'effort de cisaillement longitudinal V_1	76
IV.7.4.Calcule de la résistance d'un connecteur P_{Rd} :	77
IV.7.5.L'espaceement des connecteurs : (6.1.3 EC4).....	78
IV.8. Conclusion	79

Chapitre V : Escalier

V -1 Introduction	80
L'escalier.....	80
V.2.Définitions	80
V.3.Choix de dimension.....	81
V.4.Dimensionnement de la cornière (support).....	82
V.4.1Détermination la section de cornière.....	83
V.4.2Evaluation des charges.....	83
a)Les charges permanentes : (Sauf poids de profile).....	83
b) Les charges d'exploitations	83
V.4.3.Les combinaisons des charges : (ELS).....	83
V.4.4.Evaluation des charges	84
a)-Les charges permanentes : (+ Poids de profile).....	84
b)-Les charges d'exploitations	84
V.4.5 Les combinaisons des charges.....	84

V.4.6.Vérification à la flèche	85
V.4.7Vérification de l'effort tranchant (cisaillement).....	85
V.4.8Vérification du moment fléchissant (résistance).....	85
V.5.Dimensionnement de limon	86
V.5.1.Détermination la section de limon.....	87
V.5.2.Evaluation des charges	87
a)Les charges permanentes : (+ Poids de profile).....	87
b) Les charges d'exploitations	88
V.5.3Les combinaisons des charges	88
V.5.4.Vérification de la flèche.....	89
V.5.5.Vérification de l'effort tranchant (cisaillement).....	90
V.5.6.Vérification du moment fléchissant (résistance).....	90
V.5.7.Vérification de l'effort axial de compression.....	91
V.6.Dimensionnement de palier de repos	91
V.6.1 .Détermination de la section de solive	91
V.6.2. Evaluation des charges.....	91
a)Les charges permanentes : (Sauf poids de solive).....	91
b) Les charges d'exploitations	92
V.6.3.La combinaison des charges : (ELS).....	92
V.6.4 Evaluation des charges.....	93
a).Les charges permanentes : (+ Poids de profile).....	93
b).Les charges d'exploitations	93
V.6.5.Les combinaisons des charges	93
V.6.6.Vérification de la flèche	94
V.6.7Vérification de l'effort tranchant (cisaillement).....	95
V.6.8.Vérification du moment fléchissant (résistance).....	95
V.7.Dimensionnement de la poutre palière	95
V.7.1.Evaluation des charges	96
V.7.2.Charges permanents	96
a)Les charges réparties	96
b) Les charges ponctuelles.....	96
c)Poids propre d'une volée	96
V.7.3.Charges d'exploitations	97
a)Les charges réparties	97
b) Les charges ponctuelles	97
V.7.4.Combinaisons des charges	97
V.7.5.Vérification de la flèche	97
V.7.6.Vérification du moment fléchissant (résistance).....	98
a) Calcul les réactions RA et RB	99
b) Calcul moment max M max	99
V.8.Conclusion	100

CHAPITRE VI : Chemin de roulement

VI.1 Introduction.....	101
VI.2 Caractéristiques de pont roulant	101
VI -3Les charges induites par le pont roulant	102
VI-3-1- Les coefficients d'amplification dynamique	102
VI .3.2.Détermination des coefficients d'amplification dynamique	103
VI.3.3.Dispositions des charges	103
VI.3.3.1Charges verticales induites par des chariots porte-palan monorail suspendus à des poutres de roulement	103
VI.3.3.2Charges horizontales induites par des chariots porte-palan monorail suspendus à des poutres de roulement	103
VI.3.3.3Charges verticales induites par des ponts roulants	104
VI.3.3.4 Dispositions des charges	104
VI.3.3.5 Charge verticale avec masse à lever	105
VI.3.3.6 Charge verticale sans masse à lever	106
VI.3.4 Charges longitudinales $H_{L,i}$ et charges transversales $H_{T,i}$ produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage (EC1-5, §2.7.2, p23)	107
Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$	107
Charges horizontales transversales $H_{T,i}$:.....	109
VI.3.5.Charges horizontales $H_{S,i,j,k}$ et force de guidage S due l'obliquité de l'appareil de levage	110
Application	112
VI.4 Calcul des forces.....	113
VI.5-Dimensionnement de la poutre de roulement	114
VI.5.1Pré dimensionnement de la poutre de roulement	114
VI.5.2 Vérification de la flèche	114
VI.5.3.Dimensionnement de poutre de freinage (raidisseurs)	115
a)Détermination de l'inertie de la poutre (freinage)	116
VI.5.4 Vérification de la flèche après le renforcement de la semelle supérieur	117
VI.5.5 Choix du rail	117
VI.5.6 Vérification de la flèche verticale.....	119
a)Charges concentrées.....	119
b) Charges réparties.....	119
VI.6.Evaluation des charges	120
VI.6.1Charges verticales	120
VI.6.1.1Calcul du moment max	120
VI.6.1.2Calcul de l'effort tranchant max	120
VI.6.2 .Charges horizontales transversales	120
VI.6.2.1 Moment fléchissant	120
VI.6.2.2Calcul du moment max	121
VI.6.2.3 Calcul de l'effort tranchant	121
VI.6.2.4 Charges horizontales longitudinales.....	121
VI-7- Combinaison des charges	122
VI.7.1Charges verticales	122

VI.7.1.1 Les charges permanentes	122
VI.7.1.2 Les charges variables	122
VI.7.2 charges horizontales	123
IV.7.3 Charges horizontales longitudinales	123
VI.8. Vérification a la flexion bi-axiale	123
VI.9. Vérification a l'effort tranchant	124
VI.10 Vérification au moment et à l'effort axial	125
VI.11. Vérification au déversement	125
Élancement réduit	127
VI.12. Vérification a l'écrasement	127
VI.13. Vérification a l'enfoncement local	128
VI.14. Vérification a la résistance au voilement	129
VI.15. Conclusion	130

Chapitre VII : Etude sismique

Hangar (20mx60mx16.05m)

VII.1. Introduction	131
VII.2 .Différents méthodes	131
VII.3. Choix de la méthode dans notre cas	131
VII.3.1. Condition d'applications	131
VII.3.2. Principe de la méthode statique équivalente	131
VII.3.3. Calcul de l'effort tranchant V a la base	131
a) Détermination du coefficient d'accélération de zone A	132
b) Calcul du facteur d'amplification dynamique D	132
Estimation de la période fondamentale de la structure	133
a) Détermination du facteur de qualité Q	135
b) Détermination de R	135
c) Calcul du poids actif soumis au séisme W	135
Charge d'exploitation	139
VII.3.4. Distribution de la force sismique sur les niveaux	140
VII.4. Répartition des efforts entre les portiques.....	141
a) Centre de masse	141
b) Centre de torsion.....	141
c) Excentricité.....	142
Sens transversal	143
Sens longitudinale	143
Hangar (20mx5mx16.05m)	
VII.5. Introduction	145
VII.6. Différents méthodes	145
VII.7. Choix de la méthode dans notre cas	145
VII.7.1. Condition d'applications	145
VII.7.2. Principe de la méthode statique équivalente	146

VII.7.3.Calcul de l'effort tranchant V a la base	146
a) Détermination du coefficient d'accélération de zone A	146
b) Calcul du facteur d'amplification dynamique D	146
Estimation de la période fondamentale de la structure	147
Dans le sens transversal	147
Dans le sens longitudinal	148
Détermination du facteur de qualité Q.....	149
d) Détermination de R.....	149
e) Calcul du poids actif soumis au séisme W	149
Charge d'exploitation	153
Sens longitudinal	153
Sens transversal	153
VII.8.Distribution de la force sismique sur les étages	154
VII.8.1. Répartition des efforts entre les portiques.....	155
a) Centre de masse	155
b) Centre de torsion.....	155
c) Excentricité.....	155
d) Distribution des forces par files	156
Sens transversal	156
Sens longitudinal	156
VII. 9.Conclusion	159
II.10.Calcul de joint sismique	159
VII.10.1.Justification de la sécurité	159
VII.10.2.Justification de la largeur des joints sismique	159
VII.10.3.Calcul des déplacements	160
Coefficient de comportement R.....	160
Les déplacements	160
VII.11.Conclusion	161

Chapitre VIII : Contreventements et stabilité

VIII. Contreventement et stabilité.....	162
VIII.1. Introduction	162
VIII.2. Contreventement de la toiture « poutre au vent.....	162
VIII.2.1. Évaluation des efforts horizontaux	163
VIII.2.2.Effort de traction dans les diagonales	164
VIII.2.3.Dimensionnement des diagonales	165
VIII.3 Étude des palées de stabilités	166
VIII.3.1 Calcul des diagonales	166
VIII.3.2 Évaluation des charges	167
VIII.3.3 Calcul des réactions	167
VIII.3.4 Calcul des efforts intérieurs	168
VIII.3.5 Vérification des diagonales à la traction	169
VIII.4 Calcul de la sablière	170
VIII.4.1 Vérification à la flexion bi-axiale	170

VIII.4.2 Vérification de la résistance au flambement	171
VIII .5.Dimensionnement des ciseaux	173
VIII.6.Etude de la poutre porteuse en treilles	174
VIII.7 Conclusion	182

Chapitre IX: Etude de portique

Chapitre IX : Etude de portique	183
IX.1- Introduction	183
IX.2-Calcul de portique 1	183
IX.2.1 Caractéristiques des Barres	184
IX.2.2 Caractéristiques des Matériaux	184
IX.2.3 Données des Nœuds	185
IX.2.4 Données des barres	186
IX.2.5 Charges sur le portique	188
IX.2.5.a-Charge permanent	188
IX.2.5.b Présentation des charges permanentes	189
IX.2.5.c-Charge variable	189
IX.2.5.d Présentation des charges variables	190
IX.2.6 Tableau de Combinaisons des charges	192
IX.2.7 Efforts : Extrêmes globaux	192
IX.2.8 Déplacements : Extrêmes globaux	193
IX.2.9 Réactions : Extrêmes globaux	193
IX.3 Notes calcul	193
IX.4 Calcul de portique 2	198
IX.4.1- Caractéristiques des Barres	198
IX.4.2 Caractéristiques des Matériaux	199
IX.4.3 Données des Nœuds	199
IX.4.4 Données des barres	201
IX.4.5 Charges sur le portique	203
IX.4.5.a Charge permanent	203
IX.4.5.b Présentation des charges permanentes	203
IX.4.5.c Charge variable	204
IX.4.5.d-Présentation des charges variables	204
IX.4.6 Tableau de Combinaisons des charges.....	206
IX.4.7 Efforts : Extrêmes globaux	207
IX.4.8 Déplacements : Extrêmes globaux	208
IX.4.9 Réactions : Extrêmes globaux	208
X.5 Notes de calcul	209
IX.6. Conclusion	221

Chapitre X: Etude Des Assemblages

X.1 Généralités	222
X.1.1 Rôle des assemblages	222
X.1.2 Fonctionnement des assemblages	222
X.2 : Assemblage Poteau - Ferme en treillis	222
X.2.1 Calcul des boulons d'attache sur poteau	223
X.2.2 Cisaillement vertical	223
X.2.3 Traction maximale	223
X.2.4. Résistance au cisaillement des boulons	223
X.2.5 Résistance en traction des boulons	224
X.2.6. Vérification à la pression diamétrale	224
X.3. Assemblage des éléments de la ferme	225
X.4. Assemblage panne – Traverse	225
X.5. L'attache de la diagonale UUPN120 avec le poteau HEB650	227
X.5.1. Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement	228
X.5.2. Résistance de boulon à la traction	228
X.5.3. Résistance de boulon à des efforts combinés (cisaillement et traction)	229
X.5.4. Résistance à la pression diamétrale	229
X-6-Attache solive-poutre maitresse	229
X.6.1. L'assemblage est sollicité par l'effort : V_{sd}	230
X-6-2-Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement	230
X-6-3-Vérification de la résistance à la pression diamétrale	230
X-6-4-Vérification de la cornière d'attache à la traction	231
X-7-Calcul des assemblages avec logiciel Robot millenium	232
X.7.1 Assemblage poteau –poutre	232
X.7.2 Assemblage poteau –poutre.....	242
X.7.3. Assemblage pied poteau encastre.....	258
X.7.3 Assemblage pied poteau	267
X,8 Conclusion	278
XI.1. Conclusion Générale.....	279
BIBLIOGRAPHIE.....	280

Nomenclature des figures :

Figure. I.1 : Vue en perspective de l'ossature.....	3
Figure I. 2: Vue du pignon1.....	6
Figure I.3 : Vue du pignon2.....	6
Figure I. 4: Vue du long pan1.....	7
Figure I. 5: Vue du long pan2.....	7
Figure I.6: Vue en plan de la toiture.....	7
Figure I.7: Vue d'implantation.....	8
Figure II.1 : Vue en perspective de la structure.....	9
Fig. II.2 : Graphe d'interpolation et d'extrapolation du coefficient dynamique.....	12
Figure II.3 : Les niveaux de pression.....	13
Fig. II.4: Figure pour les parois verticales (Vent sur long pan).....	16
Fig.II.5: Représentations des C_{Pe} pour les parois vertical.....	17
Fig.II.6: Pour les toitures à deux versants.....	17
Fig.II.7: Représentations des C_{Pe} pour les parois verticales (Vent sur pignon).....	19
Fig. III.1 : Disposition des pannes et la projection des forces.....	29
Fig. III.2 : Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.....	30
Figure III.3: Disposition de la lisse de bardage.....	37
Figure III 4 : Dispositions de lierne long pan.....	44
Figure III 5 : Dispositions de lierne pignon.....	44
Figure. III.6 : Disposition des potelets.....	45
Fig. III.7 : Disposition des potelets.....	51
Fig. III.8 : Disposition des potelets.....	57
Figure IV. 1 : Eléments constructifs du plancher.....	63
Figure IV. 2 : Disposition des solives dans chaque trame.....	64
Fig IV.3 : Position de l'axe neutre.....	69
Fig IV.4: Diagramme des contraintes de flexion simple.....	71
Fig IV.5: Diagramme des contraintes additionnelles de retrait.....	73
Fig IV.6: Diagramme des contraintes.....	74
Fig IV.7: La position d'un connecteur.....	75
Fig IV.8: Caractéristique des connecteurs.....	75
Fig V.1: Présentation de l'escalier.....	80
Fig V.2: Vue en élévation d'escalier.....	81

Fig V.3: Vue en plan de l'escalier.....	81
Fig V.4: La disposition des corniers.....	82
Fig V.5: Les constituants de marche.....	83
Fig V.6: Distribution des charges sur un limon.....	86
Fig V.7: Eléments constitutif de palier de repos.....	91
Fig V.8: Les dimensions de palier de repos.....	92
Fig V.9 : Distribution des charges sur la poutre palière.....	96
Fig V.10: Distribution des charges sur la poutre palier.....	99
Fig.VI.1 : Schéma de pont roulant.....	102
Fig.VI.2 : Disposition de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement.....	104
Fig.VI.3 : Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement.....	104
Figure VI. 4: Dispositions de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement.....	106
Figure VI.5: Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement.....	107
Fig.VI.6 : Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$	109
Fig. VI.7 : Définition des charges transversales HT,i	110
Figure VI. 8: Définition de l'angle α et la distance h	111
Figure VI. 9: Schéma de la poutre de roulement.....	114
Figure VI. 10: Distance de $Q_{r,max}$ à l'extrémité de la poutre.....	114
Fig.VI.11: Poutre de freinage.....	116
Figure IV-12 : Charge de calcul au galet.....	117
Figure VI- 13: Dessin d'un rail et d'un crapaud.....	118
Figure VI. 14: Schéma (Poutre de roulement + rail).....	119
Figure VI.15 : Disposition de la charge horizontale sur PDR des chariots.....	121
Fig.VII.1. Répartition par niveau.....	136
Fig.VII.7. : Présentation le centre de masse et de torsion (voir calculs page141-142).....	136
Fig.VII.3. Répartition des masses par niveau.....	139
Figure VII .4: Distribution de la force sismique sur 2eme portiques le plus chargé (file 1) sens transversale.....	144
Figure VII.5 : Distribution de la force sismique sur les files de Sens longitudinale.....	145

Fig.VII.6. Répartition par niveau.....	150
Fig.VII.7. : Présentation le centre de masse et de torsion (voir calculs page155).....	150
Figure. VII.8: Poids des étages.....	153
Figure.VII.9: Distribution des forces sismique par portique mixte(sens transversal).....	158
Figure.VII.10. : Distribution des forces sismique par files (Sens longitudinale).....	159
Figure VIII. 1 : Schématisation des efforts sur la poutre au vent.....	162
Figure VIII. 2 : Numérotation des neuds.....	164
Figure VIII.3: Dimenshions de la palée de stabilité et charges horizontales.....	166
Figure VIII. 4: Représentation des efforts dans la sablière.....	170
Figure .VIII -5- Disposition des ciseaux.....	173
Figure .VIII -6- Poutre porteuse (poutre sablier) en treilles.....	174
Figure IX. 1 : Vue de portique1.....	183
Fig IX.2 : Portique ferme avec repérage des nœuds.....	184
Fig IX.3 : Portique ferme avec repérage des barres.....	186
Figure IX. 4: Présentation de la charge permanente (1ER hangar).....	189
Figure IX. 5: Présentation des diagrammes du charge permanent (hangar).....	189
Figure IX. 6: Présentation de charge d'exploitation sur le plancher.....	190
Figure IX. 7: Présentation des diagrammes du d'exploitation Sur le plancher.....	190
Figure IX.8: Présentation de la charge de neige sur la toiture.....	190
Figure IX.9: Présentation de diagramme du moment et de charge neige.....	190
Figure IX.10: Présentation de la charge de vent sur le portique.....	191
Figure IX. 11: Présentation de la charge sismique sur portique.....	191
Figure IX.12: Présentation des diagrammes moment la charge Sismique sur portique.....	191
Figure IX.13: Vue de portique2.....	198
Fig IX.14 : Portique ferme avec repérage des nœuds.....	199
Fig IX.15: Portique ferme avec repérage des barres.....	201
Figure IX. 16: Présentation de la charge permanente (2EM Portique).....	203
Figure IX. 17: présentation de la charge de vent.....	204
Figure IX. 18: Présentation de la charge de neige.....	205
Figure IX. 19: Présentation de diagramme du moment de la charge de neige.....	205
Figure IX.20: Présentation de la charge sismique.....	206
Fig X.1 : Attache Poteau - Arbalétrier – Diagonal.....	223
Figure .X.2. : Assemblage des éléments de la ferme par soudage.....	226
Figure. X.3 : Assemblage panne –traverse.....	227

Figure. X.4 : Disposition des boulons diagonale de palée de stabilité.....	228
Figure X. 4: Attache solive-poutre maitresse.....	230

Nomenclature des tableaux :

Tableau II.1: Récapitulation des résultats.....	15
Tab II.2: C_{pe} pour les parois verticales (Vent sur long pan).....	17
Tab II.3: C_{pe} pour la toiture (Vent sur long pan).....	18
Tab II.4: C_{pe} Pour les parois verticales (Vent sur pignon).....	19
Tab II.5: C_{pe} pour la toiture (Vent sur pignon).....	20
Tab II.6: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour $Z=14.445m$).....	21
Tab II.7: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour $Z=11.235$).....	21
Tab II.8: les pressions Q_j dans les parois verticales (pour $Z=8.025$).....	21
Tab II.9: Les pressions Q_j dans les parois verticales pour ($Z_1=1.605m$; $Z_2=4.815m$).....	22
Tab II.10: Les pressions Q_j dans la toiture.....	22
Tab II.11: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour $Z=14.445m$).....	23
Tab II.12: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour $Z=11.235m$).....	23
Tab II.13: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour $Z=8.025m$).....	23
Tab II.14 : Les pressions Q_j dans les parois verticales pour ($Z=1.605m$, $Z=4.815m$).....	24
Tab II.15: Les pressions Q_j dans la toiture.....	24
Tab II.16: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour $Z=14.445$).....	25
Tab II.17: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour $Z=11.235m$).....	25
Tab II.18: Les pressions Q_j dans les parois verticales pour ($Z=8.025$).....	25
Tab II.19: Les pressions Q_j dans les parois verticales pour ($Z=1.605m$ et $Z=4.815m$).....	26
Tab II.21: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour $Z=14.445m$).....	27
Tab II.22: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour $Z=11.235m$).....	27
Tab II.23: Les pressions Q_j dans les parois verticales pour ($Z=8.025$).....	27
Tab II.24: Les pressions Q_j dans les parois verticales pour ($Z=1.605m$ et $Z=4.815m$).....	28
Tab II.25: Les pressions Q_j dans la toiture.....	28
Tab III.1 : Les combinaisons des charges YY'(ELS).....	30
Tab III.2 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).....	31
Tab III.3 : Caractéristique et dimension d'IPE140.....	31
Tab III.4 : Les combinaisons des charges YY'(ELU).....	32
Tab III.5 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELU).....	32
Tab III.6 : Les combinaisons des charges YY'(ELS).....	33

Tab III.7 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).....	33
Tab. III.8: Caractéristique et dimension d'UPN120.....	39
Tab III.9.Les caractéristiques d'IPE450.....	46
Tableau III 10: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 450.....	49
Tab III.11 : Les caractéristiques d'IPE400.....	52
Tableau III 12: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 400.....	54
Tab III.13 : Les caractéristiques d'IPE120.....	57
Tableau III .14: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 120.....	60
Tab IV.1 : Caractéristique et dimension d'IPE180.....	65
Tab V.1: Caractéristique et dimension de L 35×35×5.....	84
Tab V.2: Caractéristique et dimension d'UPN100.....	88
Tab V.3: Caractéristique et dimension d'IPE140.....	93
TabV.4: Caractéristique et dimension d'UPN140.....	96
Tab VI.1: caractéristiques du pont roulant.....	101
Tab VI.2 : Les coefficients d'amplification dynamique.....	102
Tab VI.3 : La classe de pont roulant.....	103
Tab .VI.4 : Les charges verticales maximales sur un galet.....	106
Tab VI.5 : Les charges verticales minimales sur un galet.....	107
Tableau VI. 6: Définition des valeurs $\lambda_{S,i,j,k}$	112
Tableau VI. 7: Valeurs des $\lambda_{S,i,j,k}$	113
Tableau.VII.1 : Facteur de qualité.....	135
Tableau .VII.2 : Les charges permanentes pour 1 ^{er} niveau.....	137
Tableau .VII.3: Les charges permanentes pour 2 ^{er} niveau.....	139
Tableau .VII.4: poids total de la structure.....	139
Tableau.VII 5. Distribution des efforts sismique sur chaque fille niveau 1 niveau 2 Sens transversale.....	143
Tableau.VII.6. Distribution des efforts sismique sur chaque fille niveau 1 niveau 2 Sens longitudinale.....	144
Tableau-VII .7: Facteur de qualité.....	149
Tableau .VII.8 : Les charges permanentes pour RDC.....	151
Tableau .VII.9 : Les charges permanentes pour 1er l'étage.....	152
Tableau .VII.10: Poids total de la structure.....	153
Tableau .VII .11. : Distribution des forces sismique par portiques (sens transversal).....	157
Tableau .VII.12. : Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale).....	158

Tableau IX. 1 : Caractéristiques des Barres de portique 1	184
Tableau IX. 2 : Caractéristiques d'acier.....	184
Tableau IX. 3 : Coordonner des nœuds dans le portique 1.....	186
Tableau IX. 4 : Coordonner des Barres dans le portique 1.....	188
Tableau IX. 5 : Les charges permanentes dans portique 1.....	188
Tableau IX. 6 : Les charges variables dans portique 1.....	189
Tableau IX. 7 : Les combinaisons des charges.....	192
Tableau IX. 8 : Les efforts défavorables dans portique 1.....	192
Tableau IX. 9 : Les déplacements défavorables dans portique 1.....	193
Tableau IX. 10 : Les réactions défavorables dans portique 1.....	193
Tableau IX. 11 : Caractéristiques des Barres de portique 2.....	198
Tableau IX. 12 : Caractéristiques d'acier.....	199
Tableau IX. 13 : Coordonner des nœuds dans le portique 2.....	200
Tableau IX. 14 : Coordonner des Barres dans le portique 2.....	203
Tableau IX. 15 : Les charges permanentes dans portique 2.....	203
Tableau IX. 16 : Présentation de la charge permanente (2EM Portique).....	204
Tableau IX. 17 : Les combinaisons défavorables dans portique 2.....	207
Tableau IX. 18 : Les efforts défavorables dans portique 2.....	207
Tableau IX. 19 : Les déplacements défavorables dans portique 2.....	208
Tableau IX. 20 : Les réactions défavorables dans portique 2.....	208

Notation et symboles :

C_d : Le coefficient dynamique de la construction

C_e : Le coefficient d'exposition au vent

C_{pe} : Le coefficient de pression extérieure

C_{pi} : Le coefficient de pression intérieure

$C_{r(z)}$: Le coefficient de rugosité

$C_{t(z)}$: Le coefficient de topographie

$C_{fr,j}$: Le coefficient de frottement de l'élément de surface j

F_{fr} : La force de frottement

j : Un élément de surface

K_T : Le facteur de terrain

$q_{dyn}(z_j)$: La pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément j

q_j : La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j

q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes

q_{temp} : La pression dynamique de référence pour les constructions temporaires

S : La surface chargée de la paroi considérée

$S_{fr(j)}$: L'aire de l'élément de surface j

w : La pression nette qui s'exerce sur l'élément j

Z_j : La hauteur du centre de l'élément de surface j

Z_0 : Le paramètre de rugosité

Z_{min} : La hauteur minimale

Z : La hauteur considérée

A : Section brute d'une pièce

A_{eff} : Section efficace d'une pièce

A_w : Section de l'âme d'une pièce

A_v : Aire de cisaillement

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

M_y : Moment fléchissant

M_{cr} : Moment critique élastique

E : Module d'élasticité longitudinal de l'acier

f : Flèche d'une poutre
 f_u : Contrainte de rupture d'une pièce
 f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon
 f_y : Limite d'élasticité de l'acier
 i : Rayon de giration d'une section
 I_y : Moment d'inertie maximal
 I_z : Moment d'inertie minimal
 K_y et K_z : Coefficient de flambement – flexion
 M_{el} : Moment élastique
 M_{pl} : Moment plastique
 W_{el} : Module de résistance élastique
 W_{pl} : Module de résistance plastique
 λ : Elancement
 λ_K : Elancement Eulérien
 $\bar{\lambda}$: Elancement réduite
 χ : Coefficient de réduction de flambement
 χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement
 γ : Coefficient de sécurité
 t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle
 t_f : Epaisseur d'une semelle de poutre
 t_w : Epaisseur d'une âme de poutre
 V_{pl} : Effort tranchant de plastification
 τ : Contrainte tangentiel de cisaillement
 τ_e : Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité
 σ : Contrainte normal
 A : Coefficient d'accélération,
 ε : Pourcentage d'amortissement
 η : Facteur de correction d'amortissement
 R : Coefficient de comportement de la structure
 q : Facteur de qualité

N : Nombre des niveaux

E : Effet de l'action sismique

E_i : Valeur modale de selon le mode de vibration

K : Mode des vibrations

F_v : Composante verticale de l'action sismique

W_p : Poids propre de l'élément port a faux

δ_K : Déplacement horizontale

δ_{eK} : Déplacement du aux force sismique

Δ_k : Déplacement relatif au niveau K

Introduction Générale

Introduction Générale:

La construction métallique occupe un pôle technologique important dans plusieurs domaines comme la charpente, la chaudronnerie, et la tuyauterie. Nous la retrouvons dans plusieurs domaines de la construction à savoir : les constructions industrielles, les hangars, les réservoirs, les ponts et les bâtiments à usage administratifs et habitation.

La charpente métallique est un domaine très large et vaste dans le milieu de la construction métallique car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec un degré de sécurité. Comme le cas des halls industriels pour l'installation des équipements et les grands espaces de circulation. Les divers avantages de cette dernière relativement aux autres types de construction sont :

- La possibilité de fabriquer intégralement les éléments d'ossature en atelier avec une grande précision et une grande rapidité, le montage sur site sera effectuée soit par soudage ou par boulonnage.
- La grande résistance de l'acier à la compression et à la traction, ce qui permet de réaliser des éléments de grandes portées.
- La légèreté qui réduit les charges sur le sol entraîne une économie de fondation.
- L'adaptation plastique offre une grande sécurité.
- Possibilités architecturales très étendues.

Dans le cadre de notre formation en master 2 en Génie mécanique option structures métalliques à l'université M'HAMED BOUGUERA de BOUMERDES, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE) à l'entreprise « Construction en Métallique et Bâtiment ». Le but de ce projet est de nous familiariser avec le milieu professionnel. C'est un travail personnel mais également un travail d'équipe qui doit répondre aux besoins et aux exigences de l'entreprise. Il est à la fois d'ordre scientifique, technique, mais aussi humain, administratif et financier. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

L'entreprise qui nous a accueillis pour notre projet de fin d'études, est **METALENG** C'est une entreprise de Construction en Métallique et Bâtiment. L'une de ces spécialités est la charpente métallique.

Notre PFE avait pour objet l'étude et la conception de bâtiment industrielle avec mezzanine et pont roulant de capacité 15 tonnes ; le projet nous a été proposé par l'entreprise **METALENG**

Chapitre I : Présentation du projet

I. Présentation de sujet

I.1. Introduction :

La construction métallique permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement. Considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier supporte la comparaison avec les autres modes de construction.

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure. Dans notre cas, nous avons choisi l'acier E28 comme matériau de base pour l'étude technique et conception d'un bâtiment métallique pour ses caractéristiques physiques et mécaniques (rigidité, ductilité, ...) qui permettent de répondre aux exigences demandées.

I. 2.Présentation du sujet :

Notre projet de fin d'étude a été proposé par entreprise construction métallique et bâtiments(*METALENG*), (Wilaya d'ALEGER).

Qui nous a proposé un sujet portant sur l'étude d'un bâtiment industriel avec un pont roulant de capacité de levage de 15 tonne et une mezzanine, situé à **TEBESSA**.

Dans notre étude on a utilisé les règles de calculs Neige et Vent «*RNV.99*»,

«*CCM97*», ainsi que le logiciel de calcul des structures *Autodesk Robot*

Structural Analysis Professional 2014 et cela pour s'adapter avec les nouvelles méthodes de calcul.

Les dimensions de la structure sont représentées par les figures : *I.1, I.2, I.4 et I.5, I.6, I.7*

On note que la structure est régulière en plan et en élévation, les portiques sont auto-stables ordinaires dans le sens transversal et contreventés dans le sens longitudinal.

I.2.1 données concernant le site :

- Lieu de réalisation : **TEBESSA**.
- Altitude géographique : **864m**
- Zone de neige : **B**
- Région de vent : **II**
- Site plat

- Catégorie de terrain *III*

I.2.2 Dimension de la structure :

- Hauteur total : 16.05m
- Longueur : 65 m
- Largeur : 20 m
- Hauteur de plancher : 4m
- Hauteur de pont roulant : 10 m (niveau PDR)
- Ecartement entre portiques : 10m
- Hauteur de la paroi verticale : **$h=15m$**
- Toiture à double versants d'une pente (10%) $\alpha=5.71^\circ$
- On prendre $\alpha=6^\circ$ pour des raisons de fabrication

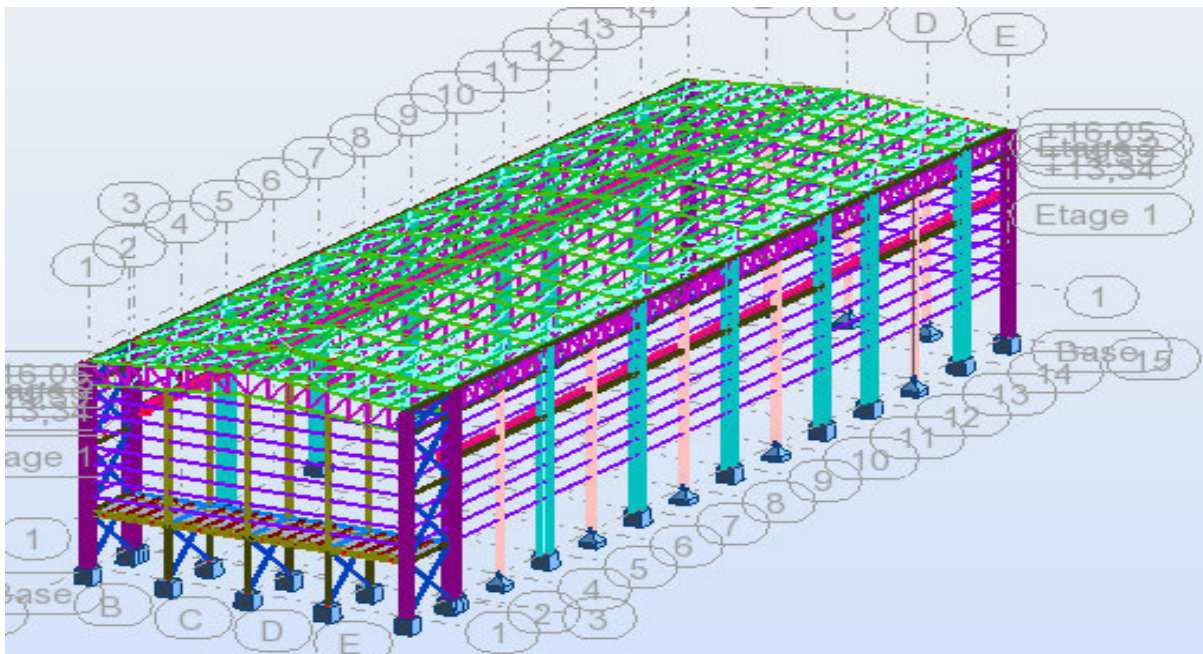


Fig. I.1 : Vue en perspective de l'ossature

I.2.3 Règlements utilisés :

- **Règles Neige et vent Algérien DTR** : Pour l'étude des effets climatiques
- **CCM97** : Pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique.
- **Eurocode 4** : Pour l'étude et la vérification des planchers mixtes.
- **Recommandations de l'Eurocode5** : Pour l'étude de chemin de roulement.

I.2.4 Logiciels utilisés :

Robot Millénium 2013 pour l'analyse de la structure.

- **AutoCAD 2013** pour les dessins.

I.3 Eléments structuraux :**I.3.1 Nature des éléments principaux de la structure proposés :**

- Poteaux atelier : poteaux composé : **2HEB**
 - Poteaux bloc: poteaux 1 : **HEB**
- Poteaux plancher : **HEA**
- Fermes :
 - ✓ Membrure supérieur **double cornière (DCED)**
 - ✓ Membrure inférieur **double cornière (DCED)**
 - ✓ Diagonales **double cornière (DCED)**
 - ✓ Montant **double cornière (DCED)**
 - Stabilités horizontale **cornière (CAE)**
 - Stabilités verticale **2UPN**
 - Les ciseaux corniers **(CAE)**
 - Poutre de roulement **HEB**
 - Plancher mixte :
 - ✓ Solive **IPE**
 - ✓ Dalle en béton
 - ✓ Bac nervuré **TN40**

I.3.2. Les éléments secondaires :

- Pannes **IPE**
- Lisses de bardages **UPN**
- Potelets **IPE**

I.3.3. Eléments de l'ouvrage :

- Plancher : Plancher mixte avec dalle collaborant d'épaisseur 8 cm
- Escalier

I.4. Caractéristiques des matériaux :

Pour notre projet, on a choisi les matériaux de construction suivants :

I.4.1 Aciers de construction pour les éléments de structure :

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier **S275** de caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité : $f_y = 0.275 \text{ KN/mm}^2$.
- Module de cisaillement : $G = 81.103 \text{ N/mm}^2$.
- Module de Young: $E=210 \text{ KN/mm}^2$.
- Poids volumique : $\rho = 7875 \text{ kg / m}^3$.
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6}$.

I.4.2 Béton

Pour les planchers, on utilise un béton **C20/25** dont les caractéristiques suivant :

- Résistance à la compression $F_{c28} = 20 \text{ MPa}$.
- Résistance à la traction : $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- La masse volumique $\rho = 2500 \text{ kg / m}^3$.
- Le module d'élasticité longitudinale $E_b = 14000 \text{ MPa}$
- Coefficient de retrait $\xi = 2 \times 10^{-4}$
- Module équivalent du béton (C20/25) $E_{cm} = 29 \text{ KN / mm}^2$

I.5. Assemblages :

Les assemblages des éléments de notre construction sont assurés par :

- Des boulons de haute résistance HR10.9.
- Des boulons ordinaires.
- Des soudures.

I.6.Présentation schématique :

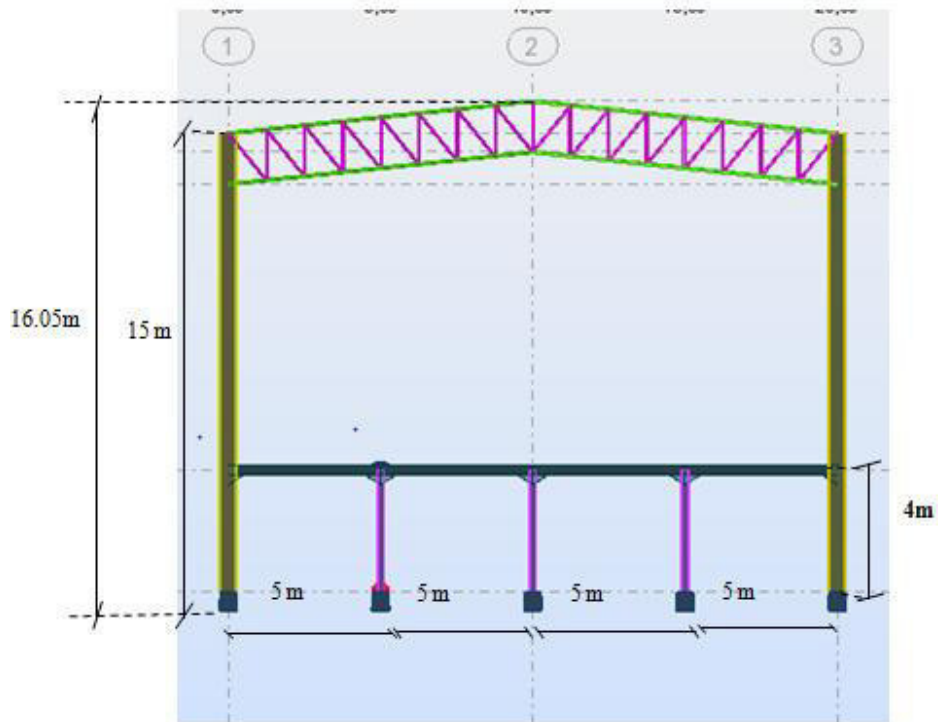


Figure I. 2: Vue du pignon1.

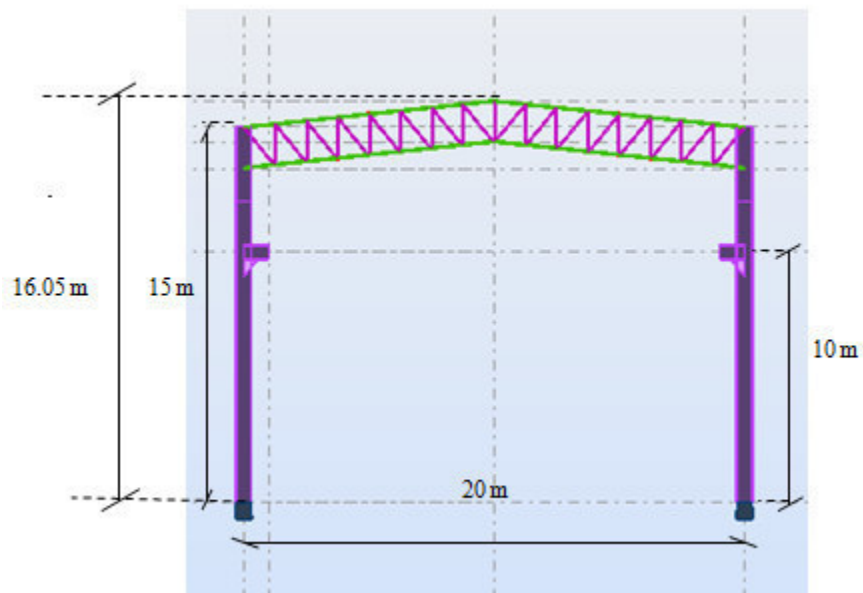


Figure I.3 : Vue du pignon2.

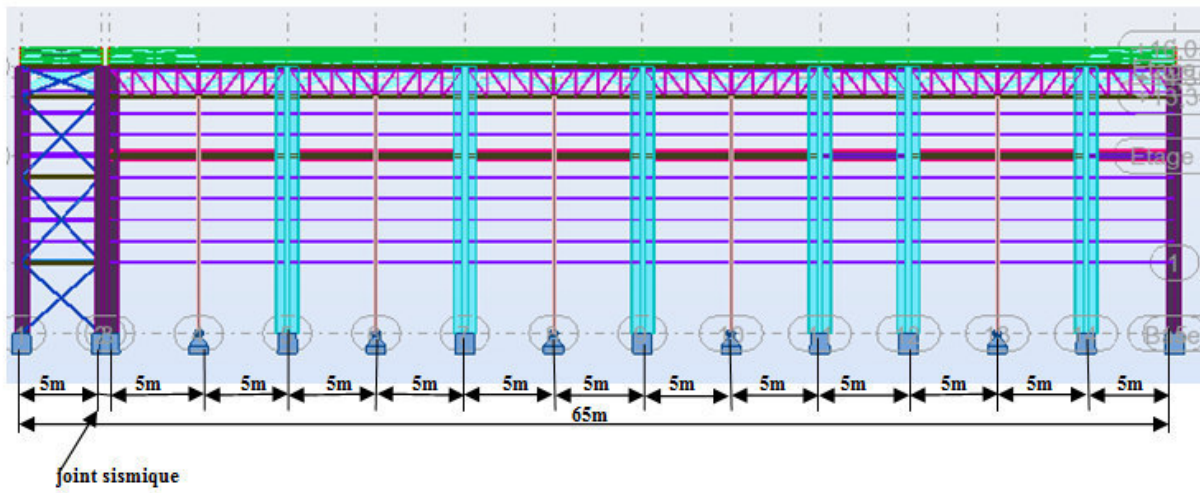


Figure I. 4: Vue du long pan1.

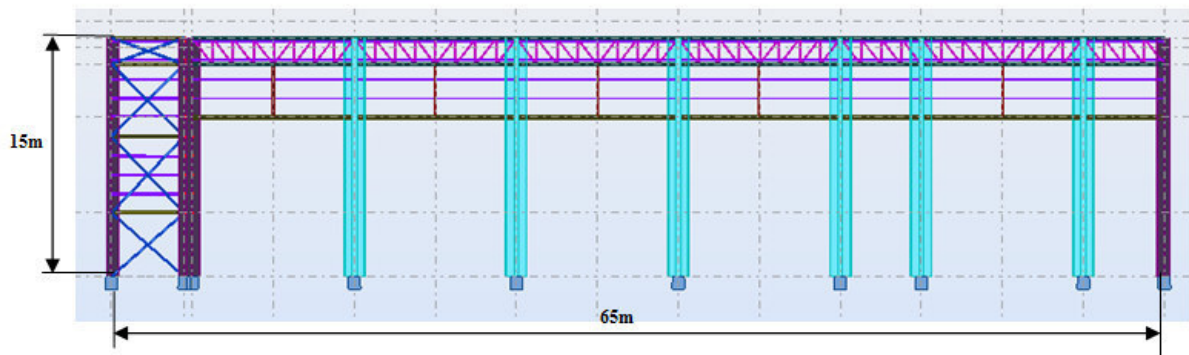


Figure I. 5: Vue du long pan2.

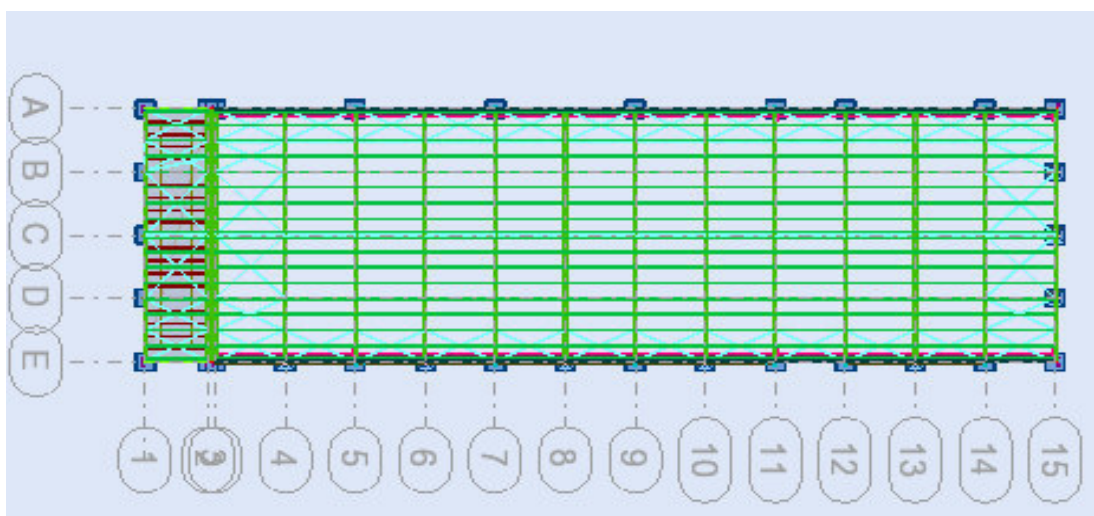


Figure I.6: Vue en plan de la toiture.

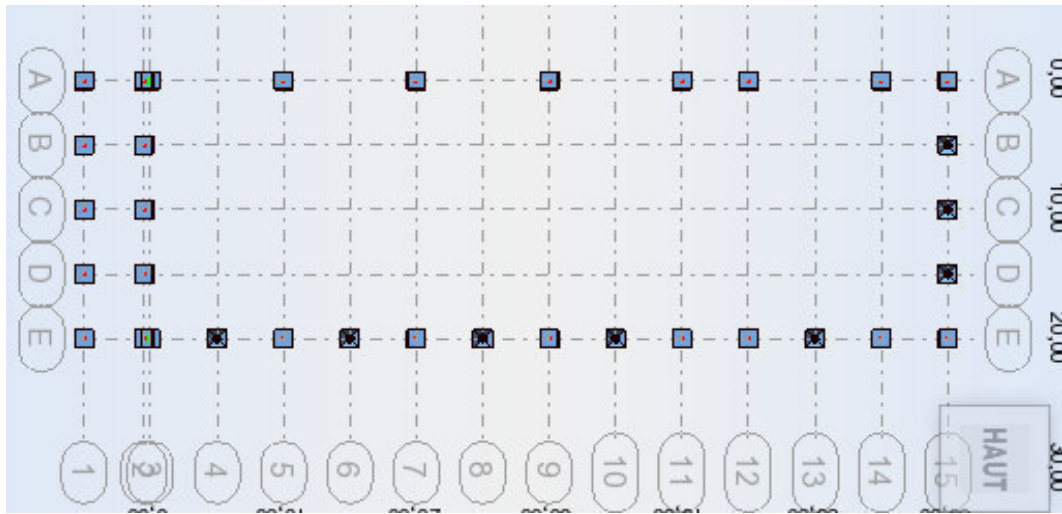


Figure I.7: Vue d'implantation.

Chapitre II : Etude climatique

II.1. Introduction :

L'étude climatique est un point essentiel pour une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations, produites par la charge de la neige d'un coté, et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du règlement Neige et Vent "R.N.V.1999" nous permettra de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de notre structure.

II.2. Dimension de l'ouvrage :

- Longueur : $a= 65\text{m}$
- Largeur : $b= 20\text{m}$
- Hauteur total: $H= 16.05\text{m}$
- Hauteur de poteau: $h_p=15\text{m}$
- Toiture à double versants d'une pente (10%) $\alpha=5.71^\circ$
- On prendre $\alpha =6^\circ$ pour des raisons de fabrication

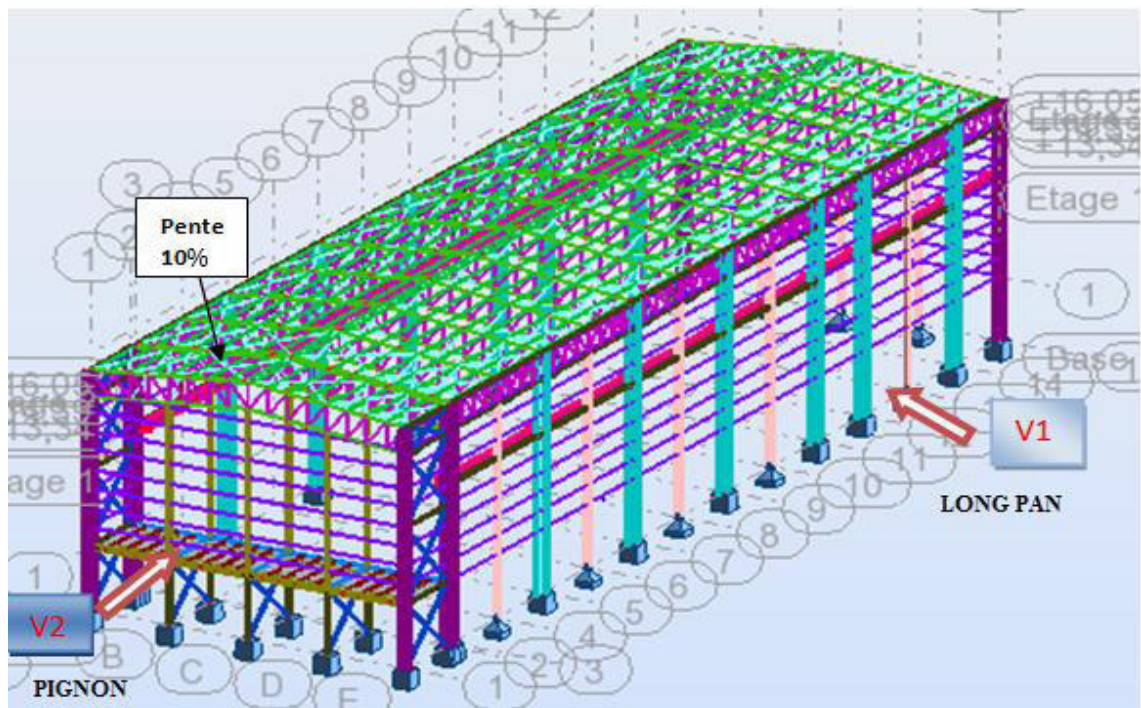


Figure II.1 : Vue en perspective de la structure

Les données relatives au site :

- Lieu d'implantation : **TEBESSA**
- Site plat : $C_t(z)=1$ (R.N.V .99 p48)
- Zone de vent : **I** (R.N.V .99 p85'annexe1)
- Catégorie de terrain : **III** (R.N.V .99 p47)

II.3. Etude de la neige :

II.3.1. calcul de la Surcharges de neige :

D'après RNV99 (page 13), la sur charge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

II.3.2. Charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. Notre construction située à *TEBESSA*, donc c'est la zone C de neige. (RNV99 tableaux A1.1, page 26).

$$S_k = \frac{0.0325 \times H}{100} \quad (\text{\$4.2 Page 26})$$

Avec :

H : est l'altitude. et H=867m

$\mu = 0,8$ pour : $(0 \leq \alpha \leq 30^\circ)$

$$S_k = \frac{0.0325 \times 867}{100} = 0.282 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad S_k = \mathbf{0.282 \text{ KN/m}^2}$$

II.3.3. La charge de la neige sur la toiture :

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

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

μ : Coefficient de forme (§3.1.1 Page 13).

$$S = 0.8 \times 0.282 = 0.225 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad S = \mathbf{0.225 \text{ KN/m}^2}$$

II.4. Etude du vent:

Le vent est une action variable qui résulte du mouvement de l'air d'une zone à pression élevée à une zone à faible pression. Il exerce sur la structure des actions extérieures (compressions et tractions) et intérieures (surpressions et dépressions) agissant perpendiculairement aux parois considérées.

- Notre zone du vent est : zone I → $Q_{ref}=375 \text{ N/m}^2$... (R.N.V.99 p46)
- Le site plat → $C_t(z)=1$... (R.N.V.99 p48)
- La catégorie du terrain : III
 → $K_T=0,22$ $Z_0=0,3\text{m}$ $Z_{min}=8\text{m}$ $\varepsilon=0,37$... (R.N.V.99 p47)

Tel que :

- K_T : facteur du terrain.
- Z_0 : paramètre de la rugosité [m].
- Z_{min} : hauteur minimale [m].

La pression due au vent est donnée par la formule suivante :

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) \quad \rightarrow \quad \dots \text{ (R.N.V.99 p40)}$$

Tel que :

- C_d : est le coefficient dynamique de la construction.
- $W(z_j)$: est la pression nette.

II.4.1 Détermination de coefficient dynamique C_d :

La structure du hall est une structure métallique, donc on utilise la (figure3.2) [R.N.V.99 p51] afin de déterminer la valeur du coefficient C_d pour chaque direction du vent :

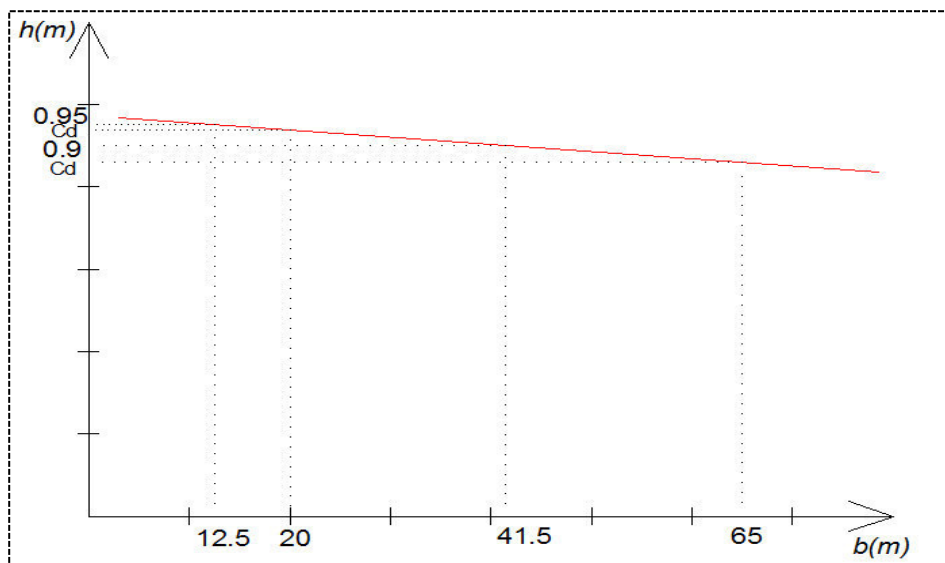


Fig. II.2 : Graphe d'interpolation et d'extrapolation du coefficient dynamique

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{0.95 - 0.9}{41.5 - 12.5} = 1,72 \cdot 10^{-3}$$

➤ **Vent perpendiculaire au long pan :**

$$h = 16.05\text{m} \quad \text{et} \quad b = 65\text{m}$$

Donc :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{0.95 - C_d}{65 - 12.5} = 1,72 \cdot 10^{-3} \quad \longrightarrow \quad C_d = 0.859$$

➤ **Vent perpendiculaire au pignon :**

$$h = 16.05\text{m} \quad \text{et} \quad b = 20\text{m}$$

Donc :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{0.95 - C_d}{20 - 12.5} = 1,72 \cdot 10^{-3} \quad \longrightarrow \quad C_d = 0,9371$$

II.4.2. Détermination de la pression nette $W(z_j)$:

Dans notre structure on a une face de la paroi qui est intérieure à la construction et l'autre face qui est extérieure, donc on utilise la formule suivante :

$$W(z_j) = Q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad \dots \quad (\text{R.N.V.99 p40})$$

Tel que :

- $Q_{dyn}(z_j)$: la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.4.2.1. Détermination de la pression dynamique $Q_{dyn}(z_j)$:

La construction est d'une hauteur supérieure à 10m avec des planchers intermédiaires donc on doit calculer n :

$$n = E [h / 3] \quad \text{et} \quad h_i = [h / n]$$

$$Z_1 = h_i / 2$$

$$Z_i = Z_1 + (i-1)h_i$$

Tel que:

- n : est le nombre de niveau de la construction.
- E : désigne la partie entière.
- h : la hauteur totale de la construction.

$$h = 16.05\text{m} \rightarrow n = E [16,05 / 3] = E[5,35] = 5$$

$$h_i = [16,05 / 5] = 3.21\text{m} \quad \longrightarrow \quad h_i = 3.21\text{m}$$

$$Z_1 = h_i / 2$$

$$Z_1 = 3.21 / 2 = 1.60 \quad \longrightarrow \quad Z_1 = 1.60$$

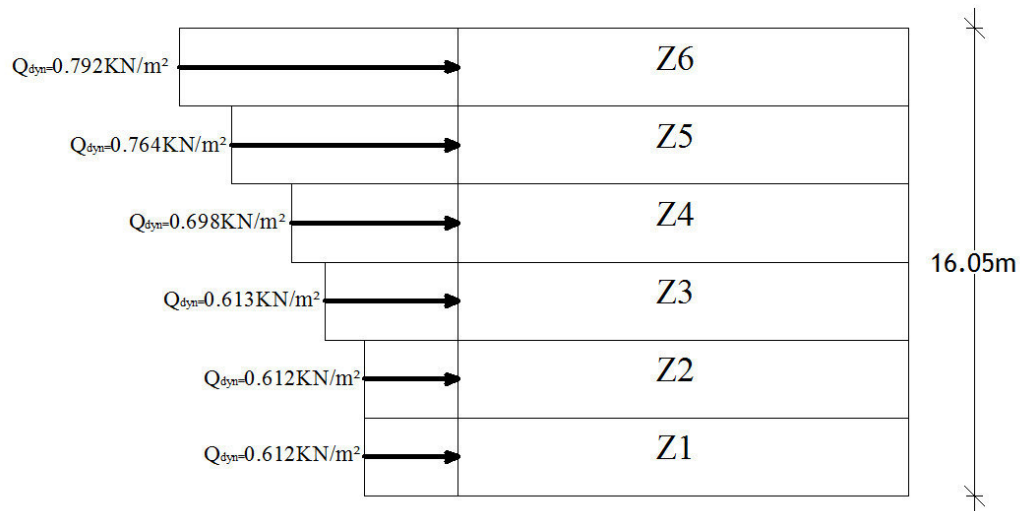


Figure II.3 : Les niveaux de pression

La structure est permanente (la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans). Donc on utilise la formule suivante :

$$Q_{dyn}(z_j) = Q_{réf} \cdot C_e(z_j) \quad (\text{R.N.V.99 p45})$$

Tel que :

$$Q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

$C_e(z_j)$: Coefficient d'exposition au vent.

Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$

On a une structure peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t(z) C_r(z) \times \left(1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_T(z)} \right)$$

Tel que:

$$C_t = 1 \quad \text{et} \quad K_T = 0,22$$

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

➤ **Détermination du coefficient de la rugosité $C_r(z)$**

Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules suivantes:

$$C_r(z) = K_T \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \quad \dots \quad (\text{R.N.V.99 p47})$$

$$C_r(z) = K_T \ln \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) \quad \text{pour } Z < Z_{\min}$$

Tel que : $Z_0=0,3\text{m}$, $Z_{\min}=8\text{m}$ $K_T=0.22$

L'ensemble des résultats de $C_r(z)$, $C_e(z)$ et $q_{dyn}(z)$ sont donnés dans le tableau suivant :

	Z(m)	Zmin	Z0	Ct	Cr	Ce	Qdy(kN/m²)
Z1	1.605	8	0.3	1	0.722	1.633	0.612
Z2	4.815	8	0.3	1	0.722	1.633	0.612
Z3	8.025	8	0.3	1	0.723	1.636	0.613
Z4	11.235	8	0.3	1	0.797	1.862	0.698
Z5	14.445	8	0.3	1	0.852	2.038	0.764
Z6	16.05	8	0.3	1	0.875	2.113	0.792

Tableau II.1: Récapitulation des résultats

II.4.2.2. Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} :

La détermination du coefficient de pression C_{pe} est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée et pour cela on utilise les formules suivantes :

[R.N.V.99 p64]

$$\left\{ \begin{array}{ll} - C_{pe} = C_{pe1} & S \leq 1\text{m} \\ - C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) & 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2 \\ - C_{pe} = C_{pe10} & S \geq 10\text{m}^2 \end{array} \right.$$

Tel que :

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

1. Vent perpendiculaire au long pan

➤ Pour les parois verticales

Pour cette direction du vent on à : $b=65\text{m}$, $d=20\text{m}$, $h=15\text{ m}$ et

$$e = \min [b, 2h] = 30\text{m} \rightarrow e = 30\text{m}.$$

Et on a : $d=20\text{m} < e=30\text{m}$.

Donc on utilise la figure suivante : ... (R.N.V.99 p64)

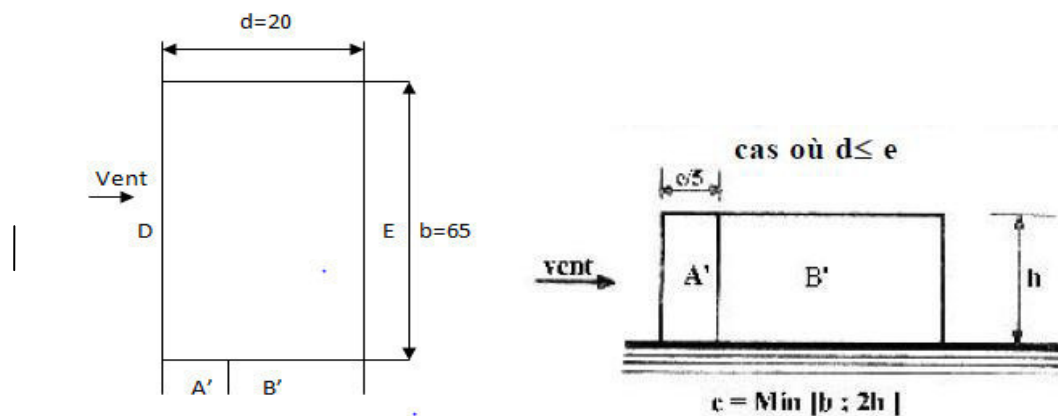


Fig. II.4: Figure pour les parois verticales (Vent sur long pan)

Tel que :

$$A' = e/5 = 30/5 = 6\text{m}$$

$$A' + B' = d \quad \longrightarrow \quad B' = d - A' = 20 - 6 = 14\text{m}$$

Déterminations des surfaces :

$$S_A = 15 \times 6 = 90\text{m}^2 \quad S_A > 10\text{m}^2$$

$$S_B = 15 \times 14 = 210\text{m}^2 \quad S_B > 10\text{m}^2$$

$$S_{E,D} > 10\text{m}^2$$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc la formule qui correspond

$$\text{est : } C_{Pe} = C_{pe10}$$

Et les coefficients de pression extérieurs C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tab II.2: C_{pe} pour les parois verticales (Vent sur long pan)

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

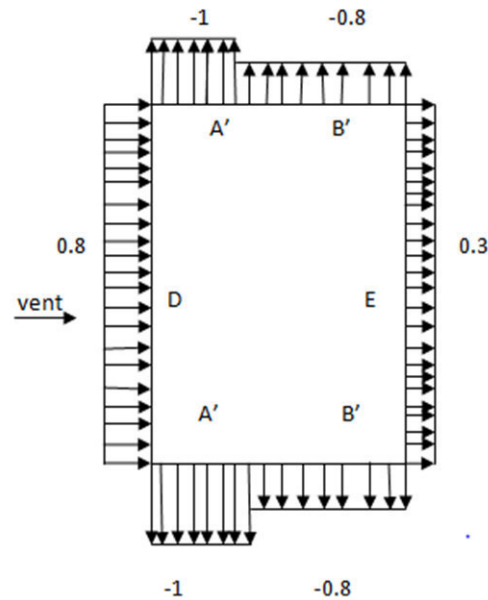


Fig.II.5: Représentations des C_{Pe} pour les parois verticales (Vent sur long pan)

➤ Pour la toiture :

Pour cette direction du vent on a $b=65m$. $h=16.05m$. $d =20m$

et $e=\min [b, 2h]=32.1m \rightarrow e=32.1m$.

Donc on utilise la figure suivante : ... (R.N.V.99 p69)

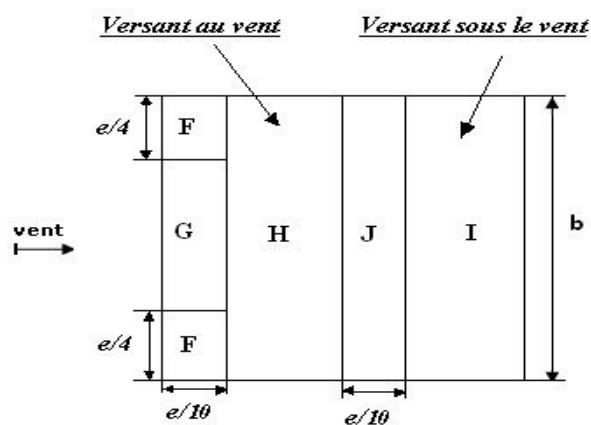


Fig.II.6: Pour les toitures à deux versants

➤ **Détermination des surfaces :**

$$S_F = 25.76 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$$

$$S_G = 157.129 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$$

$$S_J = 208.65 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$$

$$S_H = S_I > 10 \text{m}^2$$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc la formule qui correspond est : $C_{Pe} = C_{pe10}$

Dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 6^\circ$, donc on doit faire une interpolation, et les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab II.3: C_{pe} pour la toiture (Vent sur long pan)

Zone	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>H</i>	<i>J</i>	<i>I</i>
C_{pe}	-1.62	-1.16	-0,57	-0,39	-0,93

2. Vent perpendiculaire au pignon :

➤ **Pour les parois verticales :**

Pour cette direction du vent on a : $b=20\text{m}$, $d=65\text{m}$, $h=15\text{m}$ et

$$e = \min [b, 2h] = 20\text{m} \rightarrow e = 20\text{m}.$$

Et on a : $d = 65\text{m} > e = 20\text{m}$.

Donc on utilise la **Fig. II.4**

➤ **Détermination des surfaces :**

$$S_A = 60 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$$

$$S_B = 240 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$$

$$S_c = 675 \text{m}^2$$

$$S_{E,D} > 10 \text{m}^2$$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc la formule qui correspond est :

$$C_{Pe} = C_{pe10}$$

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tab II.4: C_{pe} Pour les parois verticales (Vent sur pignon)

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

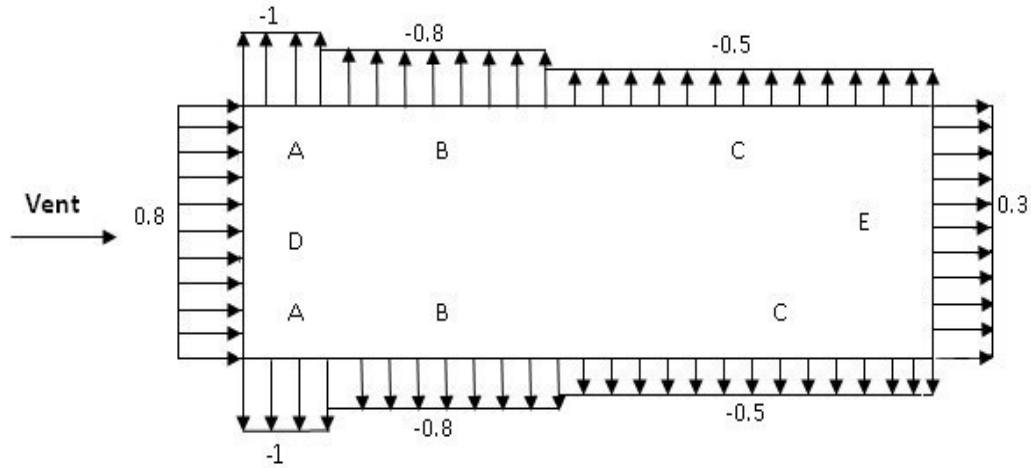


Fig.II.7: Représentations des C_{pe} pour les parois verticales (Vent sur pignon)

➤ Pour la toiture :

Pour cette direction du vent on a $b=20m$. $h=16.05m$. $d = 65m$

Et $e = \min [b, 2h] = 20m \rightarrow e=20m$.

Donc on utilise la figure suivante :

... (R.N.V.99 p69)

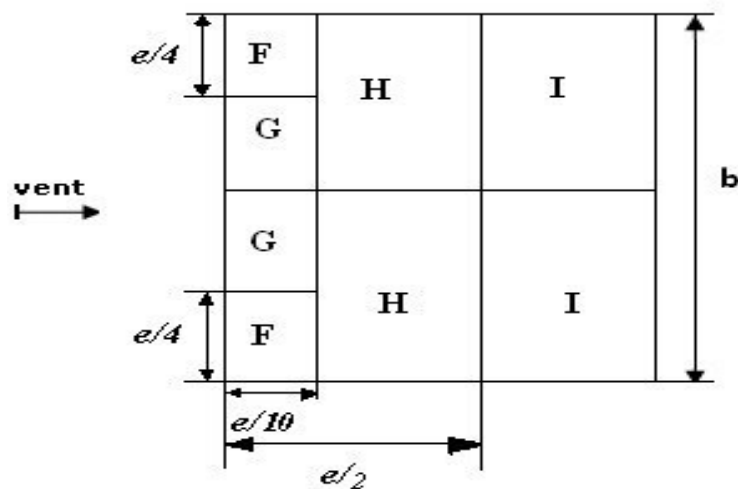


Fig.II.8: Figure pour les toitures à deux versants

Détermination des surfaces :

$$S_F = 10 > 10\text{m}^2$$

$$S_G = 20\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_H = 80\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_I = 550 > 10\text{m}^2$$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc la formule qui correspond est : $C_{pe} = C_{pe10}$

Dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 6^\circ$, donc on doit faire une interpolation, et les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab II.5: C_{pe} pour la toiture (Vent sur pignon)

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	<i>-1,57</i>	<i>-1.3</i>	<i>-0,69</i>	<i>-0,5</i>

II.4.2.3 Détermination du coefficient de pression intérieur C_{pi} :

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures pour les quels μ_p ne être déterminer (dossier technique incomplet par exemple) ; on doit utiliser les valeurs suivantes :

$$C_{pi} = +0.8 \text{ et } C_{pi} = -0.5$$

Détermination de la pression du vent Q_j :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dy}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

1. Vent perpendiculaire au long pan :

$$1^{\text{ere}} \text{ Cas : pour } C_{pi} = +0.8$$

➤ Dans la paroi verticale

Les résultats sont donnés dans le tableau ci- après :

Z=14.445m**Tab II.6: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour Z=14.445m)**

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0,859	0.764	-1	0.8	-1.8	-1.181
B	0,859	0.764	-0,8	0.8	-1.6	-1.05
D	0,859	0.764	0,8	0.8	0	0
E	0,859	0.764	-0,3	0.8	-1.1	-0.722

Z=11.235m**Tab II.7: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour Z=11.235)**

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0,859	0.698	-1	0.8	-1.8	-1.079
B	0,859	0.698	-0,8	0.8	-1.6	-0.959
D	0,859	0.698	0,8	0.8	0	0
E	0,859	0.698	-0,3	0.8	-1.1	-0.659

Z=8.025m**Tab II.8: les pressions Q_j dans les parois verticales (pour Z=8.025)**

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0,859	0.613	-1	0.8	-1.8	-0.948
B	0,859	0.613	-0,8	0.8	-1.6	-0.842
D	0,859	0.613	0,8	0.8	0	0
E	0,859	0.613	-0,3	0.8	-1.1	-0.579

$Z1=1.605m$; $Z2=4.815m$

Tab II.9: Les pressions Q_j dans les parois verticales pour ($Z1=1.605m$; $Z2=4.815m$)

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0,859	0.612	-1	0.8	-1.8	-0.946
B	0,859	0.612	-0,8	0.8	-1.6	-0.841
D	0,859	0.612	0,8	0.8	0	0
E	0,859	0.612	-0,3	0.8	-1.1	-0.578

Dans la toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci- après

Tab II.10: Les pressions Q_j dans la toiture

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
F	0.859	0.792	-1.62	0.8	-2.42	-1.646
G	0.859	0.792	-1.16	0.8	-1.96	-1.334
H	0.859	0.792	-0.57	0.8	-1.37	-0.932
I	0.859	0.792	-0.39	0.8	-1.19	-0.809
J	0.859	0.792	-0.93	0.8	-1.73	-1.177

2^{eme} Cas : pour **Cpi = -0.5**

➤ **Dans la paroi verticale**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci- après :

Z=14.445m**Tab II.11: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour Z=14.445m)**

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0,859	0.764	-1	-0.5	-0.5	-0.328
B	0,859	0.764	-0,8	-0.5	-0.3	-0.197
D	0,859	0.764	0,8	-0.5	+1.3	0.853
E	0,859	0.764	-0,3	-0.5	+0.2	0.131

Z=11.235 m**Tab II.12: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour Z=11.235m)**

ZONE	Cd	Qdyn (N/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (KN/m²)
A	0,859	0.69825	-1	-0.5	-0.5	-0.299
B	0,859	0.69825	-0,8	-0.5	-0.3	-0.179
D	0,859	0.69825	0,8	-0.5	+1.3	0.780
E	0,859	0.69825	-0,3	-0.5	+0.2	0.12

Z=8.025m**Tab II.13: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour Z=8.025m)**

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0,859	0.613	-1	-0.5	-0.5	-0.263
B	0,859	0.613	-0,8	-0.5	-0.3	-0.157
D	0,859	0.613	0,8	-0.5	+1.3	0.684
E	0,859	0.613	-0,3	-0.5	+0.2	0.105

Z=1.605m et Z=4.815m

Tab II.14 : Les pressions Q_j dans les parois verticales pour (Z=1.605m, Z=4.815m)

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m ²)
A	0,859	0.61237	-1	-0.5	-0.5	-0.263
B	0,859	0.61237	-0,8	-0.5	-0.3	-0.157
D	0,859	0.61237	0,8	-0.5	+1.3	0.683
E	0.859	0.61237	-0,3	-0.5	+0.2	0.105

➤ **Dans la toiture**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci- après : $\Theta=0$

Tab II.15: Les pressions Q_j dans la toiture

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m ²)
F	0.859	0.792	-1.62	-0.5	-1.12	-0.762
G	0.859	0.792	-1.16	-0.5	-0.66	-0.449
H	0.859	0.792	-0.57	-0.5	-0.07	0.048
I	0.859	0.792	-0.39	-0.5	+0.11	0.075
J	0.859	0.792	-0.93	-0.5	-0.43	-0.292

2. Vent perpendiculaire au pignon :

1^{ere} Cas : pour Cpi=+0.8

➤ **Dans la paroi verticale**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci- après :

Z=14.445m**Tab II.16: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour Z=14.445)**

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0,937	0.764	-1	0.8	-1.8	-1.288
B	0,937	0.764	-0,8	0.8	-1.6	-1.145
C	0,937	0.764	-0,5	0.8	-1.3	-0.931
D	0,937	0.764	0,8	0.8	0	0
E	0,937	0.764	-0,3	0.8	-1.1	-0.787

Z=11.235m**Tab II.17: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour Z=11.235m)**

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0.937	0.698	-1	0.8	-1.8	-1.177
B	0.937	0.698	-0,8	0.8	-1.6	-1.046
C	0.937	0.698	-0,5	0.8	-1.3	-0.850
D	0.937	0.698	0,8	0.8	0	0
E	0.937	0.698	-0,3	0.8	-1.1	-0.719

Z=8.025m**Tab II.18: Les pressions Q_j dans les parois verticales pour (Z=8.025)**

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0.937	0.613	-1	0.8	-1.8	-1.034
B	0.937	0.613	-0,8	0.8	-1.6	-0.919
C	0.937	0.613	-0,5	0.8	-1.3	-0.747
D	0.937	0.613	0,8	0.8	0	0
E	0.937	0.613	-0,3	0.8	-1.1	-0.632

Z=1.605m et Z=4.815m

Tab II.19: Les pressions Q_j dans les parois verticales pour (Z=1.605m et Z=4.815m)

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0.937	0.698	-1	0.8	-1.8	-1.577
B	0.937	0.698	-0,8	0.8	-1.6	-1.046
C	0.937	0.698	-0,5	0.8	-1.3	-0.850
D	0.937	0.698	0,8	0.8	0	0
E	0.937	0.698	-0,3	0.8	-1.1	-0.719

➤ **Dans la toiture**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci- après : $\theta=90$

Tab II.20: Les pressions Q_j dans la toiture

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
F	0,937	0.79237	-1.57	0.8	-2.37	-1.759
G	0,937	0.79237	-1.3	0.8	-2.1	-1.558
H	0,937	0.79237	-0.69	0.8	-1.49	-1.106
I	0,937	0.79237	-0.5	0.8	-1.3	-0.965

2^{eme} Cas : pour Cpi= -0.5

➤ **Dans la paroi verticale**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci- après :

Z=14.445m**Tab II.21: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour Z=14.445m)**

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0,937	0.764	-1	-0.5	-0.5	-0.358
B	0,937	0.764	-0,8	-0.5	-0.3	-0.215
C	0,937	0.764	-0,5	-0.5	0	0
D	0,937	0.764	0,8	-0.5	+1.3	0.931
E	0,937	0.764	-0,3	-0.5	+0.2	0.143

Z=11.235m**Tab II.22: Les pressions Q_j dans les parois verticales (pour Z=11.235m)**

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0,937	0.698	-1	-0.5	-0.5	-0.327
B	0,937	0.698	-0,8	-0.5	-0.3	-0.196
C	0,937	0.698	-0,5	-0.5	0	0
D	0,937	0.698	0,8	-0.5	+1.3	0.850
E	0,937	0.698	-0,3	-0.5	+0.2	0.131

Z=8.025m**Tab II.23: Les pressions Q_j dans les parois verticales pour (Z=8.025)**

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0.937	0.613	-1	-0.5	-0.5	-0.287
B	0.937	0.613	-0,8	-0.5	-0.3	-0.172
C	0.937	0.613	-0,5	-0.5	0	0
D	0.937	0.613	0,8	-0.5	1.3	0.747
E	0.937	0.613	-0,3	-0.5	-0.2	-0.115

Z=1.605m ; Z=4.815m

Tab II.24: Les pressions Q_j dans les parois verticales pour (Z=1.605m et Z=4.815m)

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
A	0,937	0.612	-1	-0.5	-0.5	-0.287
B	0,937	0.612	-0,8	-0.5	-0.3	-0.172
C	0,937	0.612	-0,5	-0.5	0	-0.745
D	0,937	0.612	0,8	-0.5	+1.3	0
E	0,937	0.612	-0,3	-0.5	+0.2	-0.115

Dans la toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci- après :

Tab II.25: Les pressions Q_j dans la toiture

ZONE	Cd	Qdyn (kN/m²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Qj (kN/m²)
F	0,937	0.79237	-1.57	-0.5	-1.07	-0.794
G	0,937	0.79237	-1.3	-0.5	-0.8	-0.594
H	0,937	0.79237	-0,69	-0.5	-0.19	-0.141
I	0,937	0.79237	-0.5	-0.5	0	0

II.5.Conclusion :

Ce chapitre nous à permis d'obtenir les efforts climatiques dus au vent, ces efforts nous serviront par la suite dans le dimensionnement des éléments de l'ouvrage.

Chapitre III: Etude des éléments secondaire

III-1 Introduction :

Dans ce chapitre, on a vérifié la résistance des profilés choisis, aux différents efforts. Les éléments concernés par cette étude sont : les pannes, les potelets, les lisses de bardage.

Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'ERC3 règles de conception et de calcul des structures en acier.

III.2 Les pannes :

Ce sont des profilés en I disposés sur la toiture parallèlement à la génératrice destinés à reprendre le poids de la couverture ainsi que les actions climatiques (vent, sable, neige).

Les pannes transmettent ces actions aux éléments structuraux qui les transmettent à leur tour aux fondations.

III .2.1 Dimensionnement des pannes :

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L = 5$ m. on a faux portique
- La portée entre axe des pannes $d = 1,2$ m (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 9 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- D'angle $\alpha = 6^\circ$.
- Les pannes sont en acier S275 (E 28).

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{la limite élastique d'acier}).$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{le module d'élasticité longitudinale de l'acier}).$$

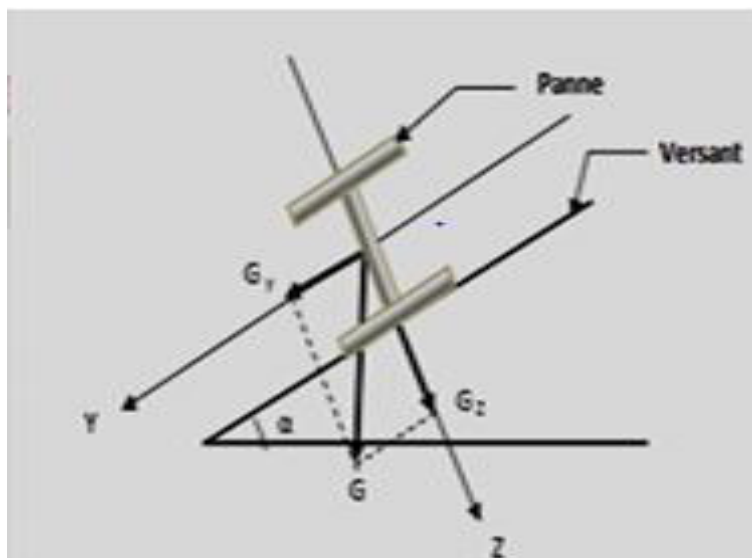


Fig. III.1 : Disposition des pannes et la projection des forces.

III.2.2 Détermination de la section de la panne :

a) Les charges variables :

➤ Le vent :

$$W_s = Q_j \times d = -1,759 \times 1,2 = -2.11 \text{KN/m.} \quad W_s = - 2.11 \text{KN/m.}$$

➤ La neige :

$$S_n = S \times d = 0.226 \times 1,2 = 0,271 \text{KN/m.} \quad S_n = 0,271 \text{KN/m.}$$

La charge d'exploitation :

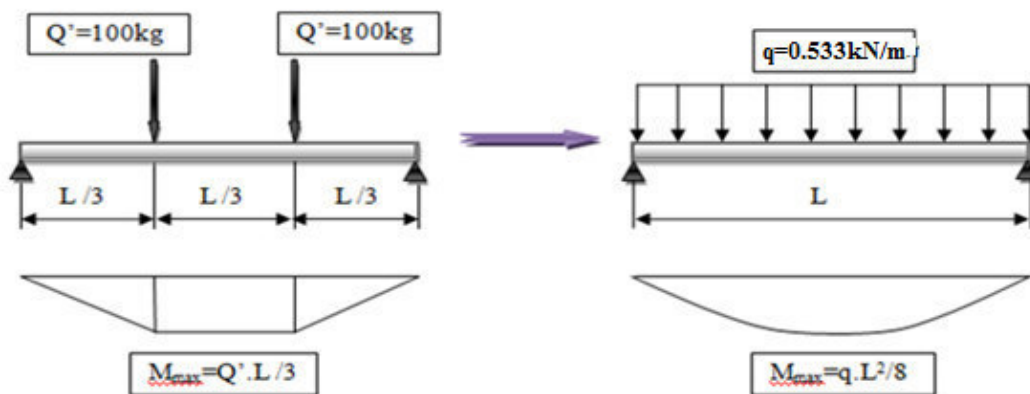


Fig. III.2 : Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.

$$P = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = 0,533 \text{KN/m.}$$

b) Les charges permanentes :

➤ Poids de Panneaux sandwich+ Poids de l'accessoire $G=0.17\text{kN/m}^2$.

$$G = G \times d = (0.17 \times 1,2) = 0.204 \text{KN/m.} \quad G = 0,204 \text{KN/m.}$$

c) Combinaison des charges :(ELS) $q = \sum G_{ki} + Q_k$.

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$G \sin \alpha + S_n \sin \alpha$	0,05
$G \sin \alpha + Q \sin \alpha$	0,077
$G \sin \alpha + 0,9 \cdot (S_n + Q) \sin \alpha$	0,097
La plus défavorable	$Q_{sy} = 0,097$

Tab III.1 : Les combinaisons des charges YY'(ELS).

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
Gcosa + W _S	-1.91
Gcosa+ S _n cosa	0,47
Gcosa+ Q cosa	0.73
Gcosa+0,9[(S _n +Q) cosa+W _S]	-0.976
La plus défavorable	Qsz = -1.91

Tab III.2 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).

-Dans notre cas on a une poutre posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément

répartie donc la flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$ et la flèche admissible :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} ; \quad \text{et} \quad f_z = \frac{5Qszl^4}{384EI_y} \quad I_y \geq \frac{1000Q_z l^3}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 1.91 \times 10^{-3} \times (5000)^3}{384 \times 210} = 0.296 \times 10^7 \text{ mm}^4 = 296 \text{ cm}^4 \quad I_y \geq 296 \text{ cm}^4.$$

$$F_y = \frac{5q_y l^4}{384EI_z}$$

$$I_z \geq \frac{1000 \times 0.097 \times 10^{-3} \times (5000)^3}{384 \times 210} = 0.1504 \times 10^6 \text{ mm}^4 = 15.04 \text{ cm}^4 \quad I_z \geq 15.04 \text{ cm}^4$$

On prend un **IPE 140**

Donc le profilé qui correspond est **IPE140** de caractéristiques suivantes :

h(mm)	b (mm)	t (mm)	t (mm)	r (mm)	d (mm)	P(Kg/m)
140	73	4.7	6.9	7	112.2	12.9
A (cm)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
16.4	541.2	5.74	88.3	44.9	1.65	19.2

Tab III.3 : Caractéristique et dimension d'IPE140.

III.2.3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :

a) Les charges variables :

- Le vent : $\longrightarrow W_s = -1.91 \text{ KN/m.}$
- La neige : $\longrightarrow S_n = 0,271 \text{ KN/m.}$
- La charge d'exploitation : $\longrightarrow P_n = 0,533 \text{ KN/m.}$

b) Les charges permanentes :

- poids propre de l'IPE140 $\longrightarrow G_3 = 0,129 \text{ KN/m.}$
- $G = G \times d + G_3 = 0.17 \times 1,2 + 0.129 = 0.333 \text{ KN/m} \longrightarrow G = 0,333 \text{ KN/m.}$

c) Combinaison des charges:

- à l'ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = \Sigma 1,35.G + 1,5.Q \\ q_u = \Sigma 1,35.G + 0,9 \Sigma 1,5.Q \end{array} \right.$$

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$1,35.G \sin \alpha + 1,5 . S_n \sin \alpha$	0,089
$1,35.G \sin \alpha + 1,5 . Q \sin \alpha$	0,131
$1,35.G \sin \alpha + 0,9.1,5 . (S_n + Q) \sin \alpha$	0,160
<i>La plus défavorable</i>	$Q_{uy} = 0.16$

Tab III.4 : Les combinaisons des charges YY'(ELU).

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
$G \cos \alpha + 1,5.W_s$	-2.534
$1,35.G \cos \alpha + 1,5 . S_n \cos \alpha$	0.85
$1,35.G \cos \alpha + 1,5 . Q \cos \alpha$	1.24
$G \cos \alpha + 0,9[1,5(S_n + Q) \cos \alpha + 1,5 W_s]$	-1.168
<i>La plus défavorable</i>	$Q_{uz} = -2.534$

Tab III.5 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELU).

➤ à l'ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s = \Sigma G + Q \\ q_s = \Sigma G + 0,9 \Sigma Q \end{array} \right.$$

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$G \sin \alpha + S_n \sin \alpha$	0,063
$G \sin \alpha + Q \sin \alpha$	0,091
$G \sin \alpha + 0,9 \cdot (S_n + Q) \sin \alpha$	0,11
<i>La plus défavorable</i>	$Q_{sy} = 0,11$

Tab III.6 : Les combinaisons des charges YY'(ELS).

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
$G \cos \alpha + W_s$	-1.579
$G \cos \alpha + S_n \cos \alpha$	0,60
$G \cos \alpha + Q \cos \alpha$	0,861
$G \cos \alpha + 0,9[(S_n + Q) \cos \alpha + W_s]$	-0.847
<i>La plus défavorable</i>	$Q_{sz} = -1.579$

Tab III.7 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).

III.2.4 Vérification de la flèche : (ELS)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $f < f_{ad} = \frac{l}{200} = 2.5 \text{ cm}$

La flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

$$F_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.579 \times 10^{-3} \times 5000^4}{384 \times 210 \times 541.2 \times 10^4} = 11.3 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm} \quad f_z = 1.13 \text{ cm} < f_{ad} = 2.5 \text{ cm.}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.11 \times 10^{-3} \times 5000^4}{384 \times 210 \times 44.9 \times 10^4} = 9.5 \text{ mm} = 0.95 \text{ cm} \quad f_y = 0.95 \text{ cm} < f_{ad} = 2.5 \text{ cm.}$$

$$f = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(1.13)^2 + (0.95)^2} = 1.48 \text{ cm}$$

$$f = 1.48 \text{ cm} < f_{ad} = 2.5 \text{ cm}$$

→ **Donc la condition est vérifiée.**

III.2.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^\beta \leq 1.$$

Avec : $\alpha = 2$; $\beta = 1$ → pour les profilés en I.

$$M_{sd} = \frac{QL^2}{8}.$$

$$M_{ysd} = \frac{2.534 \times 25}{8} = 7.92 \text{ KN.m.}$$

$$M_{zsd} = \frac{0.16 \times 25}{8} = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} ; \text{ pour déterminer } \gamma_{M_0} \text{ on doit déterminer la classe du profilé.}$$

Détermination de la classe de profilé:

$$\text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \leq 72\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92.$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = \frac{54.3}{13.8} = 3.93 \leq 10\varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

$$\rightarrow \gamma_{M_0} = 1.1.$$

Donc la section est de classe 1.

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 22.075 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 4.8 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^1 = 0.23 \leq 1$$

→ **La condition est vérifiée**

III.2.6 Vérification a l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2}$$

Avec :

$$\text{➤ } V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{2,534 \times 5}{2} = \mathbf{6.335KN}$$

$$\text{➤ } V_{sdy} = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{0,16 \times 5}{2} = \mathbf{0.4KN.}$$

$$V_{sd,max} = \mathbf{6.335KN.}$$

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

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f = \mathbf{1623.03mm^2}$$

$$\text{➤ } A_v = \mathbf{1623.03mm^2.}$$

$$\text{➤ } V_{plrd} = \mathbf{234.26KN.}$$

$$\text{➤ } V_{sd,max} = \mathbf{6.335KN} < V_{plrd} = \mathbf{234.26KN.}$$

—————> **La condition est vérifiée**

III .2.7. Vérification de la panne au déversement :

D'après l'Eurocode 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{ysd} < M_{brd}$$

$$\text{Avec : } M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\text{Pour le calcul de } \chi_{lt} \text{ on a la formule : } \chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^{-2}}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)$$

$$\alpha_{Lt} = 0.21 \quad (\text{Profilé laminé})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} \quad \text{c'est l'élancement de déversement} \quad \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w} \quad \dots \text{ [EC.3 p423-F.12]}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93,9 \text{E} = 93,9$$

$$\text{et } \lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93,9\epsilon \quad ; \quad \epsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 0,92.$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon = 86,38 \quad ; \quad \lambda_1 = 86,39.$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{5000/16.5}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{5000/16.5}{140/6.9} \right)^2 \right]^{0.25} \cdot \sqrt{1,132}} = 152.54$$

→ $\lambda_{LT} = 1.77 > 0,4$ (il y a un risque de déversement).

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (1,77 - 0,2) + 1,77^2) = 2,23.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,23 + \sqrt{(2,23)^2 - (1,77)^2}} = 0,28 < 1$$

$$M_{brd} = (0,28 \times 1 \times 88,3 \times 10^3 \times 0,275) / 1,1 = 6181 \text{KN.mm} = 6,181 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 5,19 \text{KN.m} < M_{brd} = 6,181 \text{KN.m}.$$

→ La Condition vérifiée.

III.3 Les lisses de bardage :

Les lisses sont des éléments de profilé laminé qui sont constitué de poutrelle en U, ils sont disposé horizontalement, ils portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, ils sont destinés à reprendre les efforts du vent sur les bardages et ils sont calculés pour pouvoir résister au poids de la couverture, leur poids propre et les surcharges climatiques.

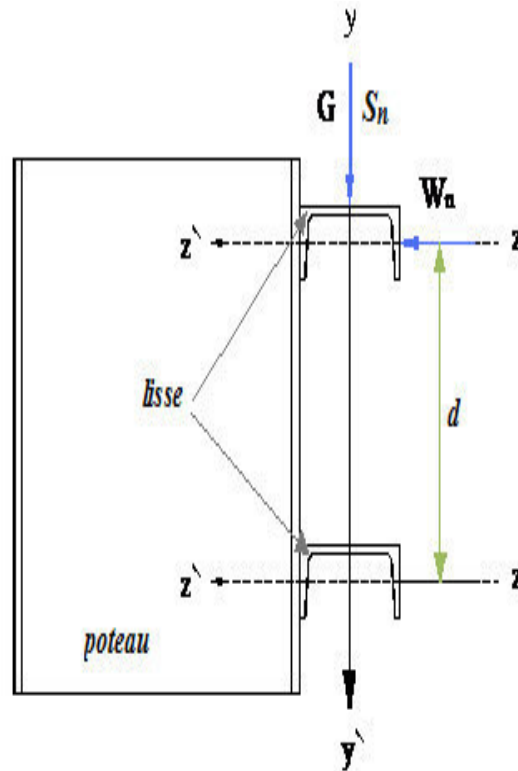


Figure III.3: Disposition de la lisse de bardage

III.3.1 Dimensionnement des lisses :

- Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :
 - $L=5\text{m}$ sur le long pan, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe yy' .
 - $L=5\text{ m}$ sur le pignon, et avec des potelets à mi portée selon l'axe yy' .
- La portée entre axe des lisses $d=1,2\text{ m}$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 09 lignes de lisses sur chaque paroi .Les lisses sont en acier S275 (E28).

III.3.2 Détermination de la section de la lisse :

a) Les charges variables :

➤ Le vent :

➤ Sur le long pan :

$$W_L = Q_j \times d = -1.181 \times 1,2 = -1.42 \text{ KN/m.}$$

$$W_L = -1,42 \text{ KN/m.}$$

➤ Sur le pignon :

$$W_P = Q_j \times d = -1,577 \times 1,2 = -1,89 \text{ KN/m.}$$

$$W_P = -1,89 \text{ KN/m.}$$

b) Les charges permanentes :

Poids de LL35 + Poids de l'accessoire

$$G = 0.14 \text{ KN/m}^2.$$

$$G = G \times d = 0.14 \times 1,2 = 0.168 \text{ KN/m}$$

$$G = 0,168 \text{ KN/m.}$$

c) Combinaison des charges :(ELS)

On prend les combinaisons les plus défavorables:

$$yy': \quad \longrightarrow \quad G = 0,168 \text{ KN/m.}$$

$$zz': \quad \text{Sur le long pan:} \quad \longrightarrow \quad W_L = -1,42 \text{ KN/m.}$$

$$\quad \text{Sur le pignon:} \quad \longrightarrow \quad W_P = -1,89 \text{ KN/m.}$$

➤ On a une poutre posé sur 2 appuis simple et une charge uniformément répartie donc la

flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$ et la flèche admissible :

$$f_{ad} = \frac{l}{200}; \quad \text{et} \quad f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} \quad I_y \geq \frac{1000q_z l^3}{384E}$$

➤ Sur le long pan :

$$F_y = \frac{5q_y l^4}{384EI_z}$$

$$I_z \geq \frac{1000 \times 0.168 \times 10^{-3} \times 5000^3}{384 \times 210} = 0.26 \times 10^6 \text{ mm}^4 = 26 \text{ cm}^4$$

$$I_z \geq 26 \text{ cm}^4.$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 1.42 \times 10^{-3} \times 5000^3}{384 \times 210} = 0.220 \times 10^7 \text{ mm}^4 = 220 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 220 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow \quad \text{UPN120.}$$

➤ **Sur le pignon :**

$$I_y \geq \frac{1000 \times 1,89 \times 10^{-3} \times 5000^3}{384 \times 210} = 0.293 \text{ mm}^4 = 293 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 293 \text{ cm}^4 \longrightarrow \text{UPN120}$$

h(mm)	b (mm)	t (mm)	t (mm)	r (mm)	d (mm)	P(Kg/m)
120	55	7	9	9	82	13.3
A (cm)	$I_y (\text{cm}^4)$	$i_y (\text{cm})$	$W_{pl,y} (\text{cm}^3)$	$I_z (\text{cm}^4)$	$i_z (\text{cm})$	$W_{pl,z} (\text{cm}^3)$
17	364	4.6	72.6	43.2	1.59	21.2

Tab. III.8: Caractéristique et dimension d'UPN120

III.3.3 Combinaison des charges (ELS ; ELU) :**a) Les charges variables :**➤ **Le vent :**

- **Sur le long pan:** $\longrightarrow W_L = -1,42 \text{ KN/m.}$
- **Sur le pignon:** $\longrightarrow W_P = -1,89 \text{ KN/m}$

b) Les charges permanentes :

- Poids propre de l'UPN120 $\longrightarrow G_3 = 0.133 \text{ KN/m.}$
- $G = G \times d + G_3 = 0.14 \times 1,2 + 0.133 = 0.301 \text{ KN/m}$ $\longrightarrow G = 0,301 \text{ KN/m.}$

c) Combinaison des charges:➤ **à l'ELU:**

$$\Sigma 1,35.G + 1,5.Q$$

➤ **suivant yy':**

- **Sur le long pan :** $\longrightarrow 1,35.G = 1,35 \times 0,301 = 0,406 \text{ KN/m.}$
- **Sur le pignon :** $\longrightarrow 1,35.G = 1,35 \times 0,301 = 0,406 \text{ KN/m.}$

➤ **suivant zz':**

- **Sur le long pan :** $\longrightarrow 1,5.W_L = -2.13 \text{ KN/m.}$

- Sur le pignon : $\longrightarrow 1,5.W_p = -2.835 \text{ KN/m.}$

$$Q_{jy} = 0,406 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{jy} = 0,406 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{LZ} = -2.13 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{PZ} = -2.835 \text{ KN/m.}$$

➤ à l'ELS:

$$\Sigma G + Q$$

➤ suivant yy' :

- Sur le long pan : $\longrightarrow G = 0,301 \text{ KN/m.}$

- Sur le pignon : $\longrightarrow G = 0,301 \text{ KN/m.}$

➤ suivant zz' :

- Sur le pignon : $\longrightarrow W_p = -1.89 \text{ KN/m.}$

$$Q_{jy} = 0,301 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{jy} = 0,301 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{LZ} = -1,42 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{PZ} = -1,89 \text{ KN/m.}$$

III.3.4 Vérification de la flèche (ELS) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $f < f_{ad} = \frac{l}{200} = 2.5 \text{ cm.}$

La flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

Sur le long pan : $L = 5 \text{ m}$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.42 \times 10^{-3} \times 5000^4}{384 \times 210 \times 364 \times 10^4} = 15.1 \text{ mm} = 1.51 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.51 \text{ cm} < f_{ad} = 2.5 \text{ cm.}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.301 \times 10^{-3} \times 5000^4}{384 \times 210 \times 43.2 \times 10^4} = 27 \text{ mm} = 2.7 \text{ cm}$$

$$f_y = 2.7 \text{ cm} > f_{ad} = 2.5 \text{ cm}$$

\longrightarrow Donc la condition n'est pas vérifiée.

On va ajouter les liernes au milieu de la lisse.

$$f_y = \frac{2,05q_y l^4}{384EI_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,301 \times 10^{-3} \times 2500^4}{384 \times 210 \times 43,2 \times 10^4} = 0.7 \text{ mm} = 0.07 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.07 \text{ cm} < f_{ad} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(1.51)^2 + (0.07)^2} = 1.51 \text{ cm}$$

$$f = 1.51 \text{ cm} < f_{ad} = 2.5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

Sur le pignon : $L = 5 \text{ m}$

$$f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.89 \times 10^{-3} \times 5000^4}{384 \times 210 \times 364 \times 10^4} = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}$$

$$f_z = 2 \text{ mm} < f_{ad} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.301 \times 10^{-3} \times 5000^4}{384 \times 210 \times 43.2 \times 10^4} = 27 \text{ mm} = 2.7 \text{ cm}$$

$$f_y = 2.7 \text{ cm} > f_{ad} = 2.5 \text{ cm}$$

\longrightarrow Donc la condition n'est pas vérifiée.

On va ajouter les liernes au milieu de la lisse.

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,301 \times 10^{-3} \times 2500^4}{384 \times 210 \times 43,2 \times 10^4} = 0.7 \text{ mm} = 0.07 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.07 \text{ cm} < f_{ad} = 2.5 \text{ cm.}$$

$$f = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(2)^2 + (0.07)^2} = 2 \text{ cm}$$

$$f = 2 \text{ cm} < f_{ad} = 2.5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

II.3.5 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 1$ \longrightarrow pour les profilés en I.

$$M_{sd} = \frac{PL^2}{8}$$

➤ **Sur le long pan :**

$$M_{y, sd} = \frac{2.13 \times 25}{8} = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{0.406 \times 6.25}{8} = 0.32 \text{ KN.m}$$

➤ **Sur le pignon :**

$$M_{y, sd} = \frac{2.835 \times 25}{8} = 8.859 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{0.406 \times 6.25}{8} = 0.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} ; \text{ pour déterminer } \gamma_{M_0} \text{ on doit déterminer la classe du profilé.}$$

➤ **Détermination de la classe de profilé:**

$$\text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{82}{7} = 11.71 \leq 72\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = \mathbf{0.92.}$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = \frac{30}{18} = 1.67 \leq 10\varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

Donc la section est de classe 1 $\longrightarrow \gamma_{M_0} = 1.1.$

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \mathbf{18.15 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{plz, rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \mathbf{5.3 \text{ KN.m.}}$$

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{ply, rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} \right)^1 < 1$$

$$\left(\frac{8.859}{18.15} \right)^2 + \left(\frac{0.32}{5.3} \right)^1 = \mathbf{0.29} < 1$$

\longrightarrow **Don la condition est vérifiée.**

III.3.6 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd, max} \leq V_{pl, rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2}$$

➤ **Sur le long pan :**

$$V_{sdy} = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{0,406 \times 2,5}{2} = \mathbf{0.508 \text{ KN.}}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{2,13 \times 5}{2} = \mathbf{5.33 \text{ KN.}}$$

$$V_{sd \text{ max}} = \mathbf{5.33 \text{ KN.}}$$

➤ **Sur le pignon :**

$$V_{sdy} = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{0,406 \times 2,5}{2} = 0,508 \text{ KN.}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{2,835 \times 5}{2} = 7.09 \text{ KN.}$$

$$V_{sd \text{ max}} = \mathbf{7.09 \text{ KN.}}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f.$$

$$A_v = 935 \text{ mm}^2 \quad \longrightarrow \quad V_{plrd} = \mathbf{134.955 \text{ KN.}}$$

➤ **Sur le long pan:**

$$V_{sd \text{ max}} = 5.33 \text{ KN} < V_{plrd} = 134.96 \text{ KN.}$$

→ **Donc la condition est vérifiée.**

➤ **Sur le pignon**

$$V_{sd \text{ max}} = 7.09 \text{ KN} < V_{plrd} = 134.96 \text{ KN.}$$

→ **Donc la condition est vérifiée.**

III.3.7 Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes :

$$R = 1,25 \times \frac{Q_y \times L}{2} = 1,25 \times 0,301 \times 5 / 2 = 0.94 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 1 : } T_1 = \frac{R}{2} = 0.47 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 2 : } T_2 = T_1 + R = 1.41 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 3 : } T_3 = T_2 + R = 2.35 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 4 : } T_4 = T_3 + R = 3.29 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 5 : } T_5 = T_4 + R = 4.23 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 6 : } T_6 = T_5 + R = 5.17 \text{ KN}$$

Lierne 7 : $T_7 = T_6 + R = 6.11KN$

Lierne 8 : $T_8 = T_7 + R = 7.05KN$

Lierne 9: $2T_9\cos\alpha = T_8.$

$$\text{tg}\alpha = \frac{2.5}{1,20} \Rightarrow \alpha = 64.36$$

$$T_9 = \frac{T_8}{2\cos\alpha} = 8.15KN.$$

Le tronçon le plus sollicité est T_{10} donc il faut vérifier que :

$$A \geq \frac{T_{\max}}{f_y} \Rightarrow A \geq 29.64mm^2 \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \geq 6.14 \text{ mm}$$

Soit un rond $\phi = 10mm$ à adopter pour les liernes des lisses

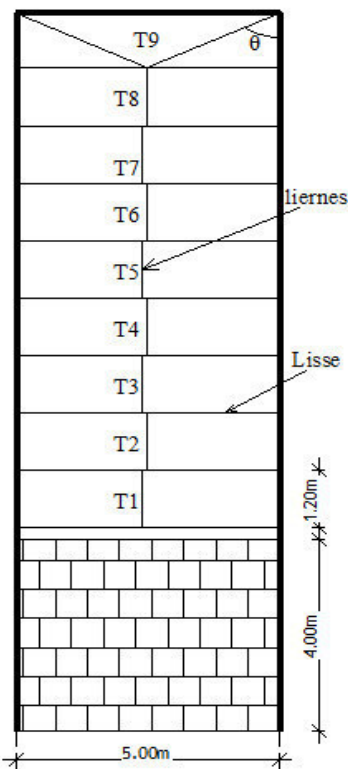


Figure III 4 : Dispositions de lierne
long pan

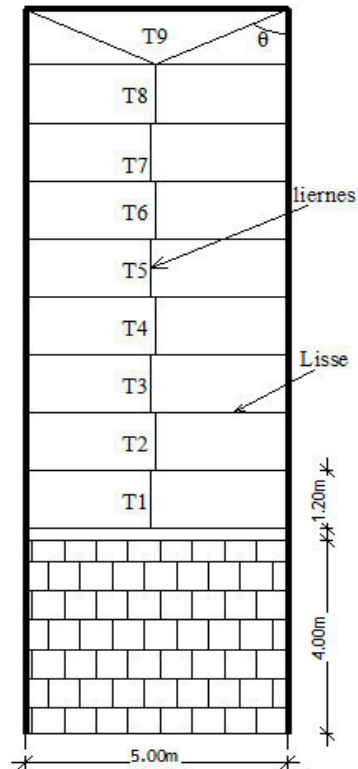


Figure III 5 : Dispositions de lierne
pignon

III.4. Etude des potelets :

Les potelets sont des éléments de profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Les potelets sont soumis à la flexion composée :

- Efforts normaux produits par le poids propre des potelets et les lisses
- Efforts de flexions produites par l'action du vent

III.4.1 Dimensionnement des potelets :

Sur le pignon :

- La longueur des potelets $L = 14.39\text{m}$.
- Chaque pignon possède 3 potelets
- Entre axe des potelets $d = 5\text{m}$.

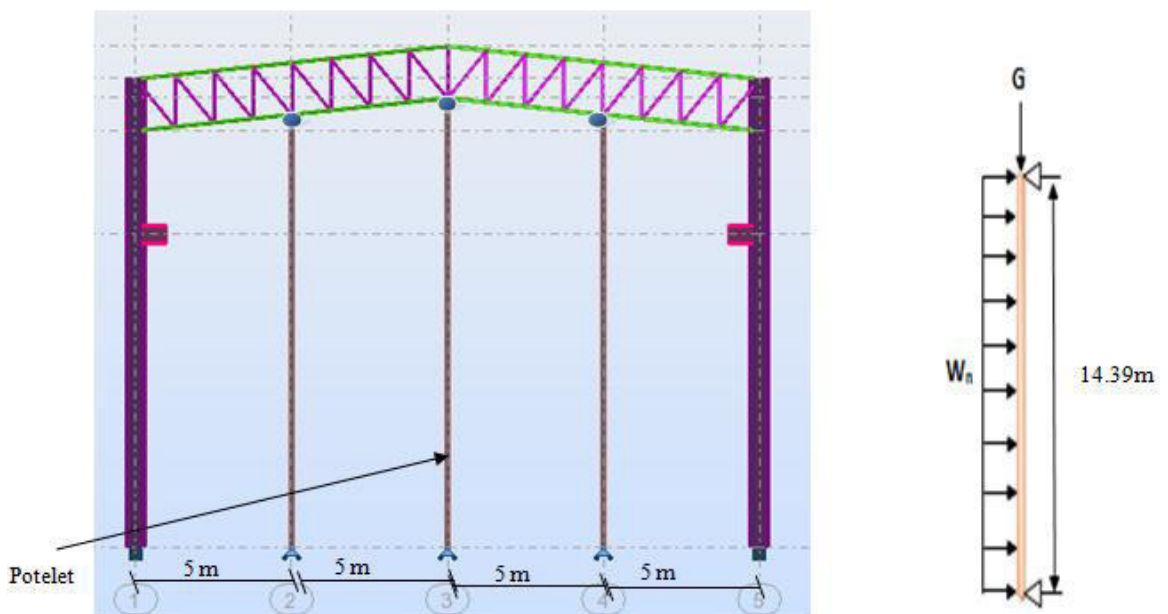


Fig. III.6 : Disposition des potelets.

III.4.2 Détermination de la section de potelet :

a) Les charges variables :

- Le vent : $d = 5\text{m}$.

$$W_s = Q_j \times d = -1.577 \times 5 = -7.88 \text{KN/m} \quad \longrightarrow \quad W_s = -7.88 \text{KN/m}.$$

b) Combinaison des charges :(ELS)

$$zz' : W_S = -7.88 \text{KN/m.}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

et la flèche admissible :

$$f_{ad} = \frac{l}{200}; \quad \text{et} \quad f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} \quad I_y \geq \frac{1000q_z l^3}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 7.88 \times 10^{-3} \times (14390)^3}{384 \times 210} = 0.2911706 \times 10^9 \text{mm}^4 \quad \longrightarrow \quad I_y \geq 29117.06 \text{cm}^4$$

On prend un : **IPE 450**

Donc le profilé qui correspond est **IPE450** de caractéristiques suivantes :

h(mm)	b (mm)	t (mm)	t (mm)	r (mm)	d (mm)	P(Kg/m)
450	190	9.4	14.6	21	378.8	77.6
A (cm)	$I_y (\text{cm}^4)$	$i_y (\text{cm})$	$W_{pl,y} (\text{cm}^3)$	$I_z (\text{cm}^4)$	$i_z (\text{cm})$	$W_{pl,z} (\text{cm}^3)$
98.8	33742.9	18.48	1701.8	1675.35	4.12	276.4

Tab III.9 Les caractéristiques d'IPE450.

c) Les charges permanentes :

- Poids de bardage (type LL35)+Poids de l'accessoire **$G_1 = 0.14 \text{KN/m}^2$**
- Poids des lisses (UPN120) **$P_{UPN120} = 0.133 \text{KN/m}$**
- Poids de profile (IPE450) **$P_{IPE450} = 0.776 \text{KN/m}$**
- **Poids de bardage (type LL35)+Poids de l'accessoire**
 $G_1 = G \times d \times L = 0,14 \times 5 \times 10.39 = 7.273 \text{KN.}$ **$G_1 = 7.273 \text{KN.}$**
- **Poids des lisses (UPN120)**
 $G_2 = 0,133 \times 5 \times 9 = 5.985 \text{KN}$ **$G_2 = 5.985 \text{KN.}$**
- **Poids de profile (IPE450)**
 $G_3 = 0.776 \times 14.39 = 11.17 \text{KN}$ **$G_3 = 11.17 \text{KN.}$**
- $G_T = G_1 + G_2 + G_3 = 7.273 + 5.985 + 11.17 = 24.43 \text{KN}$

III.4.3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :**a) Les charges variables :**

➤ Le vent :

$$W_S = -7.88 \text{KN/m.}$$

b) Les charges permanentes :

$$G_T = G_1 + G_2 + G_3 = 7.273 + 5.985 + 11.17 = 24.43 \text{KN}$$

$$G_T = 24.43 \text{KN}$$

c) Combinaison des charges:

➤ à l'ELU:

$$\Sigma 1,35.G + 1,5.Q$$

- suivant yy': $1,35.G = 1,35 \times 24.43 = 32.98 \text{KN.}$

$$Q_{uy} = 32.98 \text{KN}$$

- suivant zz': $1,5.W_L = -1,5 \times 7.88 = -11.82 \text{KN/m.}$

$$Q_{uz} = -11.82 \text{KN/m}$$

➤ à l'ELS:

$$\Sigma G + Q$$

- suivant yy': $G = 24.43 \text{KN.}$

$$Q_{sy} = 24.43 \text{KN/m}$$

- suivant zz': $W_S = -7.88 \text{KN/m.}$

$$Q_{sz} = -7.88 \text{KN/m}$$

III.4.4 Vérification a l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2}$$

$$V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{11.82 \times 14.39}{2} = 85.045 \text{KN}$$

$$V_{sdy} = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{32.98 \times 14.39}{2} = 237.29 \text{KN}$$

$$V_{sd,max} = 237.29 \text{KN.}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \text{ et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f.$$

$$A_v = 5082.44 \text{mm}^2.$$

Détermination de la classe de profilé:

$$\text{Ame : } \frac{d}{t\omega} = \frac{378.8}{9.4} = 40.3 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = 4.75 \leq 10\varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

$$\longrightarrow \gamma_{M0} = 1,1.$$

Donc la section est de classe 1

$$V_{plrd} = 733.587KN.$$

$$V_{sd\ max} = 237.29KN < V_{plrd} = 733.587KN.$$

→ Donc la condition est vérifiée.

III.4.5 Vérification de moment fléchissant $M_{y,sd}$:

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{ply,rd} = W_{ply} \times f_y / \gamma_{M0} = 425.45KN.m$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8} = 305.95KN.m.$$

$$M_{y,sd} = 305.95KN.m < M_{yc,rd} = 425.45KN.m .$$

→ Donc la condition est vérifiée.

III.4.6 Vérification au flambement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} \leq 1 \quad ;$$

$$N_{sd} = Q_{uy} = 32.98KN$$

$$M_{ysd} = 305.95 \text{ KN.m}$$

Choix de la courbe de flambement correspondant à la section

Section en I laminée IPE 450 : $h = 450 \text{ mm}$, $b = 190 \text{ mm}$, $t_f = 14.6 \text{ mm}$.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.37 > 1,2 \text{ et } t_f = 14.6 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Tableau III 10: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 450

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	A	$\alpha = 0.21$
z-z'	B	$\alpha = 0.21$

(Ec3 page 171-175).

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0,5}} \quad \text{et } \varphi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] ; \alpha_y = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \quad \beta_w = 1 \quad (\text{pour les profile de section 1 ou 2}).$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1439}{18.48} = 77.87$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 ; \lambda_1 = 86.39$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0.21(0.9 - 0,2) + 0.9^2] = 0.98$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.98 + [0.98^2 - 0.9^2]^{0,5}} = 0.88$$

➤ $\lambda_y = 86.39$

➤ $\bar{\lambda}_y = 0.9$

➤ $\varphi_y = 0.98$

➤ $\chi_y = 0.88$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^2]^{0,5}} \quad \text{et } \varphi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] ; \alpha_z = 0,34$$

$$\lambda_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_\omega} \quad ; \quad \beta_w = 1$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{120}{4.12} = 29.13$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \quad ; \quad \lambda_1 = 86.39$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0,34(0,34 - 0,2) + 0,34^2] = 0,582$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,582 + [0,582^2 - 0,34^2]^{0,5}} = 0,95 \quad \text{et}$$

$$\triangleright \lambda_z = 29.13$$

$$\triangleright \lambda_z = 0.34$$

$$\triangleright \varphi_z = 0,582$$

$$\triangleright \chi_z = 0,95$$

$$\longrightarrow \text{Donc : } \chi_{\min} = 0.88 \quad ; \quad \chi_{\max} = 0.9$$

$\chi_{\max} > 0,2$ il y a un risque de flambement.

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \chi_y(2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad ; \quad \beta_{My} = 1,3 \quad (\text{p 186})$$

$$\mu_y = 0,9(2 \times 1,3 - 4) + \frac{1701,8 - 1499,7}{1499,7} = -1,125$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,125 \times 32,98}{0,88 \times 98,8 \times 10^2 \times 0,275} = 1,02$$

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$$\triangleright \mu_y = -1,125 < 0,9.$$

$$\triangleright K_y = 1,02 < 1,5.$$

Et la condition sera :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot \left(\frac{A f_y}{\gamma_{MI}}\right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}}\right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}}\right)} \leq 1$$

$$\frac{32,98}{0,88 \times \left(\frac{98,8 \times 10^2 \times 0,275}{1,1}\right)} + \frac{1,02 \times 305,95 \times 10^3}{1701,8 \times 10^3 \cdot \left(\frac{0,275}{1,1}\right)} + 0 = 0,74 \leq 1$$

$$0,015 + 0,73 = 0,74 < 1$$

\longrightarrow Donc la condition est vérifiée.

III.5 Dimensionnement des potelets :

Sur long pan 01 :

- La longueur des potelets $L= 13.34\text{m}$.
- Chaque long pan possède 5 potelets
- Entre axe des potelets $d=5\text{m}$.

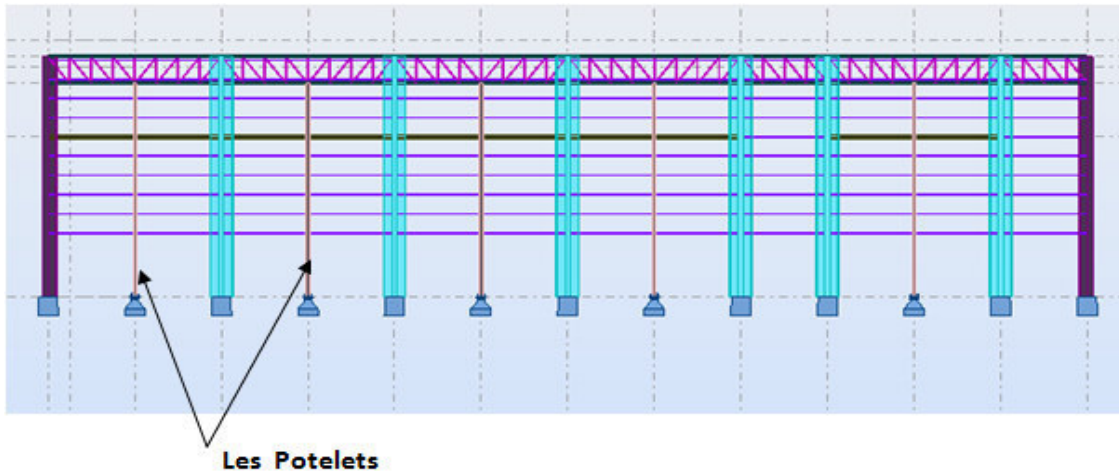


Fig. III.7 : Disposition des potelets.

III.5.1 Détermination de la section de potelet :

a) Les charges variables :

- Le vent : $d = 5\text{m}$.
- $W_s = Q_j \times d = -1.181 \times 5 = 5.91\text{KN/m}$. $W_s = 5.91\text{KN}$

b) Combinaison des charges :(ELS)

zz' : $W_s = -5.91\text{ KN/m}$.

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

et la flèche admissible :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} ; \text{ et } f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} \quad I_y \geq \frac{1000q_z l^3}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 5.91 \times 10^{-3} \times (13340)^3}{384 \times 210} = 0.173982 \times 10^9 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow \quad I_y \geq 17398.2 \text{ cm}^4.$$

On prend un IPE 400

Donc le profilé qui correspond est **IPE400** de caractéristiques suivantes :

h(mm)	b (mm)	t (mm)	t (mm)	r (mm)	d (mm)	P(Kg/m)
400	180	8.6	13.5	21	331	66.3
A (cm)	I_y (cm ⁴)	i_y (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_z (cm ⁴)	i_z (cm)	$W_{pl,z}$ (cm ³)
84.5	23128.4	16.55	1307.1	1317.58	3.95	229

Tab II.11 : Les caractéristiques d'IPE400

III.5.2 Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :

a) Les charges variables :

➤ Le vent : $W_s = -5.91 \text{ KN/m}$.

b) Les charges permanentes :

- Poids de bardage (type LL35)+Poids de l'accessoire → $G_1 = 0.14 \text{ KN/m}^2$
- Poids des lisses (UPN120) → $P_{UPN120} = 0.133 \text{ KN/m}$
- Poids de profile (IPE450) → $P_{IPE450} = 0.776 \text{ KN/m}$

➤ Poids de bardage (type LL35)+Poids de l'accessoire

$$G_1 = G \times d \times L = 0,14 \times 5 \times 10.34 = 6.538 \text{ KN.} \quad \longrightarrow \quad G_1 = 6.538 \text{ KN.}$$

➤ Poids des lisses (UPN120)

$$G_2 = 0,133 \times 5 \times 8 = 5.32 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad G_2 = 5.32 \text{ KN.}$$

➤ Poids de profile (IPE450)

$$G_3 = 0.663 \times 13.34 = 8.844 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad G_3 = 8.844 \text{ KN.}$$

$$G_T = G_1 + G_2 + G_3 = 6.538 + 5.32 + 8.844 = 20.702 \text{ KN}$$

c) Combinaison des charges:

➤ à l'ELU:

$$\Sigma 1,35.G + 1,5.Q$$

- suivant yy' : $1,35.G = 1,35 \times 20.702 = 27.95 \text{KN}$. $\longrightarrow Q_{uy} = 27.95 \text{KN}$
- suivant zz' : $1,5.W_L = -1,5 \times 5.91 = -8.87 \text{KN/m}$. $\longrightarrow Q_{uz} = -8.87 \text{KN/m}$

➤ a l'ELS:

$$\Sigma G + Q$$

- suivant yy' : $G = 27.95 \text{KN}$. $\longrightarrow Q_{sy} = 27.95 \text{KN/m}$
- suivant zz' : $W_S = -8.87 \text{KN/m}$. $\longrightarrow Q_{sz} = -8.87 \text{KN/m}$

III.5.3 Vérification a l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

avec : $V_{sd} = \frac{q \times L}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{8.87 \times 13.34}{2} = 59.16 \text{KN} \\ V_{sdy} = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{27.95 \times 13.34}{2} = 186.43 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{sd \max} = 186.43 \text{KN}.$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \text{ et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f.$$

$$A_v = 4303.1 \text{mm}^2.$$

Détermination de la classe de profilé:

$$A_{me} : \frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 36.16 \leq 72\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle} : \frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = 4.79 \leq 10\varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

$$\longrightarrow \gamma_{M0} = 1,1.$$

Donc la section est de classe 1

$$V_{plrd} = 621.1 \text{KN}.$$

$$V_{sd\ max} = 186.43\text{KN} < V_{plrd} = 621.1\text{KN}.$$

→ Donc la condition est vérifiée.

II.5.4 Vérification de moment fléchissant $M_{y,sd}$:

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{ply,rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0} = 326.775\text{KN.m}.$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8} = 197.31\text{KN.m}.$$

$$M_{y,sd} = 197.31\text{KN.m} < M_{pyc,rd} = 326.775\text{KN.m}.$$

→ Donc la condition est vérifiée.

II.5.5 Vérification au flambement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} \leq 1 ;$$

- $N_{sd} = Q_{uy} = 27.95\text{KN}$
- $M_{y,sd} = 197.31\text{KN.m}$
- **Choix de la courbe de flambement correspondant à la section**

Section en I laminée IPE 400 : $h = 400\text{mm}$, $b = 180\text{mm}$, $t_f = 13.5\text{mm}$.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2.22 > 1,2 \text{ et } t_f = 13.5\text{mm} \leq 40\text{mm}$$

Tableau III 12: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 400

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	A	$\alpha = 0.21$
z-z'	B	$\alpha = 0.34$

(Ec3 page 171-175).

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{et } \varphi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] ; \alpha_y = \mathbf{0,21}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \quad \beta_w = 1 \quad (\text{pour les profile de section 1 ou 2}).$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1334}{16.55} = 80.6 \quad \lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = \mathbf{0,92} ; \lambda_1 = \mathbf{86.39}$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + \mathbf{0,21}(0.93 - 0,2) + 0.93^2] = 1.01$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.01 + [1.01^2 - 0.93^2]^{0,5}} = 0.71$$

$$\triangleright \lambda_y = \mathbf{80.6}$$

$$\triangleright \bar{\lambda}_y = \mathbf{0.93}$$

$$\triangleright \varphi_y = \mathbf{1.02}$$

$$\triangleright \chi_y = \mathbf{0,71}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{et } \varphi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] ; \alpha_z = \mathbf{0,34}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \quad ; \quad \beta_w = 1$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{120}{3.95} = 30.38$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = \mathbf{0,92} ; \lambda_1 = \mathbf{86.39}$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + \mathbf{0,34}(0.35 - 0,2) + 0.35^2] = 0.587$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.587 + [0.587^2 - 0.35^2]^{0,5}} = 0.94$$

$$\triangleright \lambda_z = \mathbf{30.38}$$

$$\triangleright \bar{\lambda}_z = \mathbf{0.35}$$

$$\triangleright \varphi_z = \mathbf{0,582}$$

$$\triangleright \chi_z = \mathbf{0,94}$$

$$\text{Donc } \chi_{\min} = \mathbf{0.71} ; \chi_{\max} = \mathbf{0.93}$$

$\chi_{\max} > 0,2$ il y a un risque de flambement.

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \cdot f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \lambda_y(2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}; \quad \beta_{My} = 1,3 \quad (\text{p 186})$$

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$$\mu_y = 0,93(2 \times 1,3 - 4) + \frac{1307,1 - 1156,4}{1156,4} = -1,17$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,17 \times 27,95}{0,71 \times 84,5 \times 10^2 \times 0,275} = 1,02$$

$$\text{➤ } \mu_y = -1,17 < 0,9.$$

$$\text{➤ } K_y = 1,02 < 1,5.$$

Et la condition sera :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} \leq 1$$

$$\frac{27,95}{0,71 \times \left(\frac{84,5 \times 10^2 \times 0,275}{1,1} \right)} + \frac{1,02 \times 197,31 \times 10^3}{1317,1 \times 10^3 \cdot \left(\frac{0,275}{1,1} \right)} + 0 = 0,63 \leq 1$$

→ Donc la condition est vérifiée

III.6 Dimensionnement des potelets :

Sur long pan 02 :

- La longueur des potelets $L = 3,34\text{m}$.
- Chaque long pan possède 5 potelets
- Entre axe des potelets $d = 5\text{m}$.

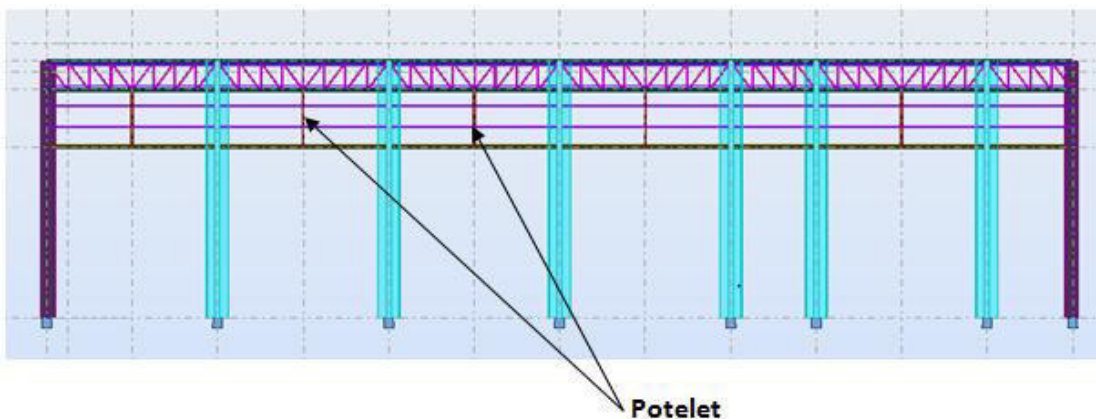


Fig. III.8 : Disposition des potelets.

II.6.1 Détermination de la section de potelet :**a) Les charges variables :**

➤ Le vent : $d = 5\text{m}$.

➤ $W_S = Q_j \times d = -1.181 \times 5 = 5.91 \text{KN/m}$. $W_S = 5.91 \text{KN}$

b) Combinaison des charges :(ELS)

zz' : $W_S = -5.91 \text{KN/m}$.

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

et la flèche admissible :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} ; \text{ et } f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} \quad I_y \geq \frac{1000q_z l^3}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 5.91 \times 10^{-3} \times (3340)^3}{384 \times 210} = 0.27307 \times 10^7 \text{ mm}^4 = 273.07 \text{ cm}^4 \quad I_y \geq 273.07 \text{ cm}^4.$$

On prend un **IPE 120**

Donc le profilé qui correspond est **IPE120** de caractéristiques suivantes :

h(mm)	b (mm)	t (mm)	t (mm)	r (mm)	d (mm)	P(Kg/m)
120	64	4.4	6.3	7	93.4	10.4
A (cm)	$I_y (\text{cm}^4)$	$i_y (\text{cm})$	$W_{pl,y} (\text{cm}^3)$	$I_z (\text{cm}^4)$	$i_z (\text{cm})$	$W_{pl,z} (\text{cm}^3)$
13.2	317.8	4.9	60.7	27.67	1.45	13.6

Tab II.13 : Les caractéristiques d'IPE120.

III.6.2 Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :**a) Les charges variables :**

➤ Le vent :

$$W_S = -5.91 \text{KN/m}.$$

b) Les charges permanentes :

- Poids de bardage (type LL35)+Poids de l'accessoire $\longrightarrow G_1 = 0.14 \text{KN/m}^2$
- Poids des lisses (UPN120) $\longrightarrow P_{UPN120} = 0.133 \text{KN/m}$
- Poids de profile (IPE120) $\longrightarrow P_{IPE450} = 0.104 \text{KN/m}$

➤ **Poids de bardage (type LL35)+Poids de l'accessoire**

$$G_1 = G \times d \times L = 0,14 \times 5 \times 3.34 = 2.338 \text{KN}. \quad G_1 = 2.338 \text{KN}.$$

➤ **Poids des lisses (UPN120)**

$$G_2 = 0,133 \times 5 \times 2 = 1.33 \text{KN}$$

$$G_2 = 1.33 \text{KN.}$$

➤ **Poids de profile (IPE450)**

$$G_3 = 0.104 \times 3.34 = 0.347 \text{KN}$$

$$G_3 = 0.347 \text{KN.}$$

$$G_T = G_1 + G_2 + G_3 = 2.338 + 1.33 + 0.347 = 4.015 \text{KN}$$

c) Combinaison des charges:

➤ **à l'ELU:**

$$\Sigma 1,35.G + 1,5.Q$$

• suivant yy': $1,35.G = 1,35 \times 4.015 = 5.42 \text{KN.}$

$$Q_{uy} = 5.42 \text{KN}$$

• suivant zz': $1,5.W_L = -1,5 \times 5.91 = -8.87 \text{KN/m.}$

$$Q_{uz} = -8.87 \text{KN/m}$$

➤ **a l'ELS:**

$$\Sigma G + Q$$

• suivant yy': $G = 5.42 \text{KN.}$

$$Q_{sy} = 5.42 \text{KN/m}$$

• suivant zz': $W_S = -8.87 \text{KN/m.}$

$$Q_{sz} = -8.87 \text{KN/m}$$

III.6.3 Vérification a l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$$

avec : $V_{sd} = \frac{q \times L}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{8.87 \times 3.34}{2} = 14.81 \text{KN.} \\ V_{sdy} = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{5.42 \times 3.34}{2} = 9.05 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$V_{sd \max} = 14.81 \text{KN.}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \text{ et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f.$$

$$A_v = 648.42 \text{mm}^2.$$

Détermination de la classe de profilé:

$$\text{Ame} : \frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.23 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle} : \frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = 3.62 \leq 10\varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

$$\longrightarrow \gamma_{M0} = 1,1.$$

Donc la section est de classe 1

$$V_{plrd} = 93.59 \text{KN}.$$

$$V_{sd \max} = 14.81 \text{KN} < V_{plrd} = 93.59 \text{KN}.$$

—————> **Donc la condition est vérifiée.**

III.6.4 Vérification de moment fléchissant $M_{y,sd}$:

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{ply,rd} = W_{ply} \times f_y / \gamma_{M0} = 15.175 \text{KN.m}.$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8} = 12.37 \text{KN.m}.$$

$$M_{y,sd} = 12.37 \text{KN.m} < M_{pyc,rd} = 15.175 \text{KN.m} .$$

—————> **Donc la condition est vérifiée.**

III.6.5 Vérification au flambement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} \leq 1 \quad ;$$

➤ $N_{sd} = Q_{uy} = 5.42 \text{KN}$

➤ $M_{y,sd} = 12.37 \text{KN.m}$

➤ **Choix de la courbe de flambement correspondant à la section**

Section en I laminée IPE 120 : $h = 120 \text{mm}$, $b = 64 \text{mm}$, $t_f = 6.3 \text{mm}$.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 > 1,2 \text{ et } t_f = 6.3 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Tableau14: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 120

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-y'	A	$\alpha = 0.21$
z-z'	B	$\alpha = 0.34$

(Ec3 page 171-175).

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0,5}} \quad \text{et } \varphi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] ; \alpha_y = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \quad \beta_w = 1 \text{ (pour les profile de section 1 ou 2).}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{334}{4.9} = 68.16 \quad \lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 ; \lambda_1 = 86.39$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0.21(0.79 - 0,2) + 0.79^2] = 0.874$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.874 + [0.874^2 - 0.79^2]^{0,5}} = 0.8$$

$$\triangleright \lambda_y = 68.16$$

$$\triangleright \bar{\lambda}_y = 0.79$$

$$\triangleright \varphi_y = 1.02$$

$$\triangleright \chi_y = 0,8$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^2]^{0,5}} \quad \text{et } \varphi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] ; \alpha_z = 0,34$$

$$\lambda_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} \quad ; \quad \beta_w = 1$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{120}{1.45} = 82.76$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 ; \lambda_1 = 86.39$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0.34(0.96 - 0,2) + 0.96^2] = 1.09$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.09 + [1.09^2 - 0.96^2]^{0.5}} = 0.62$$

$$\Rightarrow \lambda_z = 30.38$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.96$$

$$\Rightarrow \varphi_z = 0.582$$

$$\Rightarrow \chi_z = 0.62$$

Donc $\chi_{min} = 0.62$; $\chi_{max} = 0.96$

$\chi_{max} > 0.2$ il y a un risque de flambement.

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \cdot f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}; \quad \beta_{My} = 1,3 \quad (\text{p 186})$$

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$$\mu_y = 0.79(2 \times 1.3 - 4) + \frac{60.7 - 53}{53} = -0.96$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.96 \times 5.24}{0.8 \times 13.2 \times 10^2 \times 0.275} = 1.02$$

$$\Rightarrow \mu_y = -0.96 < 0.9.$$

$$\Rightarrow K_y = 1.02 < 1.5.$$

Et la condition sera :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} \leq 1$$

$$0.62 \times \left(\frac{5.42}{13.2 \times 10^2 \times 0.275 / 1.1} \right) + \frac{1.02 \times 12.37 \times 10^3}{60.7 \times 10^3 \cdot \left(\frac{0.275}{1.1} \right)} + 0 = 0.86 \leq 1$$

→ Donc la condition est vérifiée

III .7.Conclusion :

Après le dimensionnement et la vérification selon l'eurocode3 (à l'ELU et ELS) de chaque élément secondaire comparativement avec les sollicitations dus aux effets climatiques, les profilés suivant sont considérés satisfaisant :

A partir de la pression du vent, on a déterminé types de profil pour les pannes : ***IPE140***

A partir de la pression du vent et la longueur des lisses, on a déterminé types de profil pour les lisses : ***UPN120 sur long pan et UPN120 sur pignon***

Les potelets :

- **sur pignon** ***IPE450***
- **Sur long pan 01** ***IPE 400.***
- **Sur long pan 02** ***IPE 120***

Chapitre IV : Planchers

IV. Etude de plancher

IV.1. Introduction :

L'étude du plancher mixte (acier-béton) qui est constitué d'un plan horizontal rigide a pour but de supporter les charges verticales qui sont produites par le poids propre des différents composants ainsi que la surcharge d'exploitation et de les transmettre aux poteaux et aux palées de stabilité

IV.2. Définition :

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

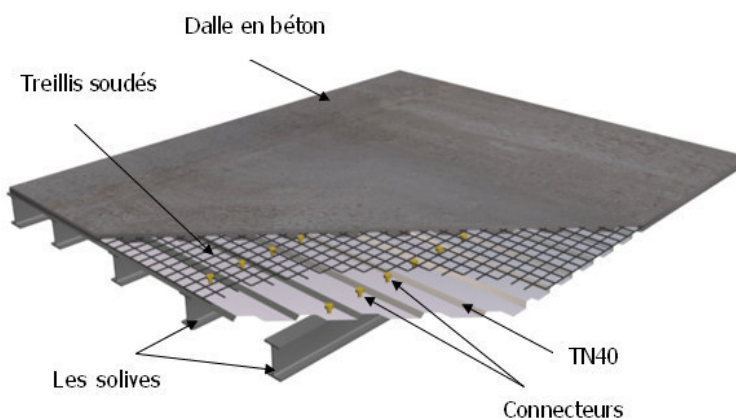


Figure IV. 1 : Eléments constructifs du plancher.

IV.3. Disposition des solives :

Pour tous les planchers de notre ouvrage, les poutrelles sont disposées dans chaque trame de 4 poutrelles (solives) avec :

- la distance entre les solives est $d=1\text{m}$.
- la longueur de solives est $l= 5\text{m}$.

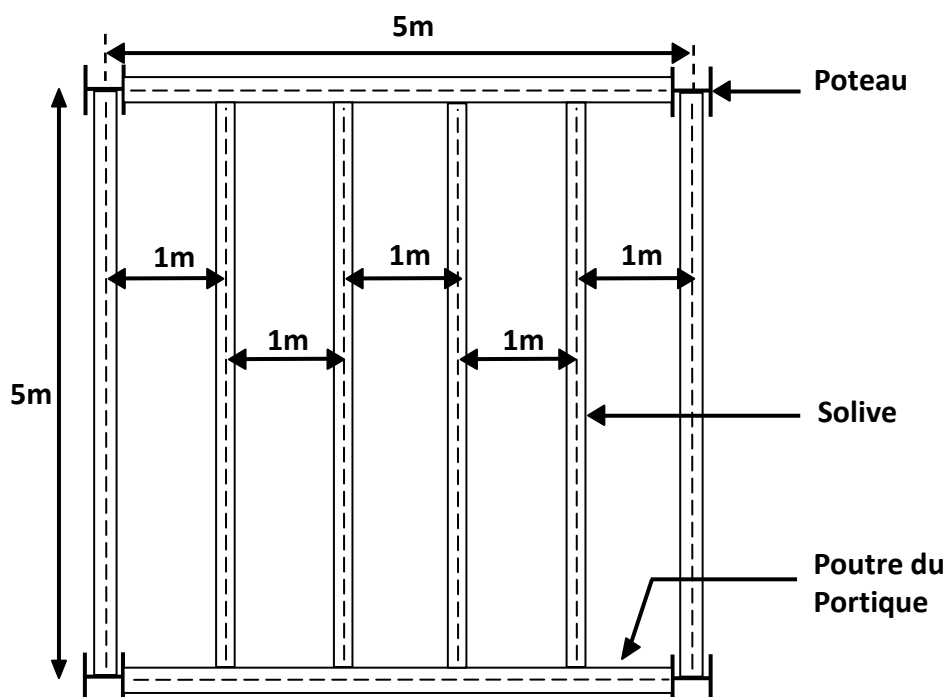


Figure IV. 2 : Disposition des solives dans chaque trame.

IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs :

➤ l'acier :

On utilise des poutres en IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E_a = 21.10^4 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de traction $f_y = 275 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de cisaillement $\tau_e = 0,58 f_y = 159.5 \text{ Mp}$

➤ le béton :

Pour les planchers, on utilise un béton C20/25 d'épaisseur $e = 8 \text{ cm}$ qui ont

Les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 20 \text{ Mpa}$
- La masse volumique $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale $E_b = 14000 \text{ Mpa.}$
- le coefficient de retrait du béton $\epsilon = 2.10^{-4}$

➤ le coefficient d'équivalence acier/béton : $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{14000} = 15$ **n=15**

IV.5.Plancher Bureaux :

L'épaisseur de plancher courant est : $e = 8\text{cm}$

IV .5.1 Vérification au stade de montage :

On va choisir l'IPE 180 comme solive dont les caractéristiques sont :

h(mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P(daN/m)
180	91	5.3	8	9	146	23.9	18.8
I _y (cm ⁴)	W _{el.y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl.y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el.z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl.z} (cm ³)
1317	146.3	7.42	166.4	100.81	22.16	2.05	34.6

Tab IV.1 : Caractéristique et dimension d'IPE180

IV .5.2 Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes :

Poids de la dalle en béton : $G_1 = \rho . e = 2500 \times 0,08 = 2\text{KN/m}^2$ $G_1 = 2 \text{ kN/m}^2$

Poids de la tôle (TN40) + accessoire : $G_2 = 15\text{daN} / \text{m}^2 = 0.15\text{KN/m}^2$

Poids du treillis soudé : $G_3 = 1\text{daN} / \text{m}^2 = 0.01\text{KN/m}^2$

Poids des solives IPE180 : $P = 0.188\text{KN/m}$

$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (2 + 0.15 + 0.01) \times 1 + 0.188 = 2.348\text{KN/m}$

b) Les charges variables :

Charge des ouvriers : **$P = 100 \text{ daN/m}^2$**

$Q = P \times d = 100 \times 1 = 100\text{daN/m} = 1\text{KN/m}$

IV.5.3. Combinaison des charges :**➤ à l'ELS**

$$\Sigma G + Q = 2.348 + 1 = 3.348 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 3.348 \text{ kN/m}$$

➤ à l'ELU

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = (1.35 \times 2.348) + (1.5 \times 1) = 4.67 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 4.67 \text{ kN/m}$$

IV.5.4. Vérification de la flèche :

La vérification se fait à ELS :

$$\text{On vérifie la condition suivante : } f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 3.348 \times (5000)^4 \times 10^{-3}}{384 \times 210 \times 1317 \times 10^4} = 9.85 \text{ mm} = \mathbf{0.985 \text{ cm} < 2 \text{ cm}}$$

→ **Donc la flèche est vérifiée**

IV.5.5. Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{4.67 \times 5}{2} = 11.68 \text{ KN} \quad V_{sd,z} = \mathbf{11.68 \text{ KN}}$$

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

Il faut déterminer la classe du profilé pour avoir la valeur de γ_{M0}

Détermination de la classe du profilé :

$$\hat{\text{Ame}} : \frac{d}{t\omega} = \frac{146}{5.3} = 27.55 \leq 72\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = \mathbf{0.92.}$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle} : \frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = \frac{67.7}{16} = \mathbf{4.23 \leq 10\varepsilon}$$

Donc la section est de classe 1

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

$$\gamma_{M_0} = 1,1$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \times t_f + (t_w + 2 \cdot r) \times t_f \quad \text{et} \quad \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$A_v = 2390 - 2 \times 91 \times 8 + (5,3 + 2 \times 9) \times 8 = 1120,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1120,4 \times 0,275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 161,72 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 11,68 \text{ KN} < V_{PL,Rd} = 161,72 \text{ KN}$$

→ Donc la condition est vérifiée

IV.5.6. Vérification au moment fléchissant : (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd,z} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{4,67 \times 5^2}{8} = 14,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,z} = 14,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{166,4 \times 10^3 \times 0,275}{1,1} = 41600 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL,Rd} = 41,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14,59 \text{ KN.m} < M_{PL,Rd} = 41,6 \text{ KN.m}$$

→ Donc la condition est vérifiée

IV.6. Vérification au stade final : (Après durcissement du béton)

IV.6.1. Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes G :

➤ Poids de la dalle en béton : $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,08 = 2 \text{ KN/m}^2$ $G_1 = 2 \text{ kN/m}^2$

➤ Poids de la tôle TN40 : $G_2 = 0,15 \text{ kN/m}^2$

➤ Poids de solive IPE180 : $G_3 = 0,188 \text{ kN/m}$

➤ Poids de revêtement de carrelage + Sable + mortier : $G_4 = 1,2 \text{ kN/m}^2$

➤ Poids de faux plafond : $G_5 = 0,2 \text{ kN/m}^2$

➤ Poids de cloison : $G_6 = 1 \text{ kN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_4 + G_5) \cdot d + G_3 + G_6 \times h$$

$$G = (2 + 0,15 + 1,2 + 0,2) \times 1 + 0,188 + 1 \times 4 = 7,738 \text{ kN/m} \quad G = 7,738 \text{ kN/m}$$

b) Les charges variables Q :

Surcharge d'exploitation : $P = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$Q = P \times d = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/m} \quad Q = 2,5 \text{ kN/m}$$

IV.6.2. Combinaisons des charges :

➤ à l'ELS

$$\Sigma G + Q = 7,738 + 2,5 = 10,238 \text{ kN/m} \quad q_s = 10,238 \text{ kN/m}$$

➤ à l'ELU

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = (1,35 \times 7,738) + (1,5 \times 2,5) = 14,19 \text{ kN/m} \quad q_u = 14,19 \text{ kN/m}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I_B participe avec l'inertie des solives I_A , ce qui donne une inertie équivalente I_Δ .

IV.6.3. Calcul de largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I , de la section mixte notée par B_{eff} est donnée par :

$$B_{eff} = \min\left(2 \frac{l_0}{8}, b\right), \text{ avec } l_0 = 5 \text{ m et } b = 1 \text{ m,}$$

$$B_{eff} = \min\left(2 \frac{5}{8}, 1\right) = \min(1,25, 1)$$

➤ $l_0 = 5 \text{ m}$

➤ $b = 1 \text{ m}$

$$\text{Donc : } B_{eff} = 1 \text{ m}$$

IV.6.4. La position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{b_{eff} \cdot t}{n} \times \frac{t+h}{2.S}$$

Avec :

$$n=15 ; t=e=8\text{cm} ; h=18\text{cm} ; A=23.9\text{cm}^2 ; B_{\text{eff}}=1\text{m}=100\text{cm} \text{ et } : S=A+\frac{B}{n} ; B=b\times t$$

$$B=b\times t=100\times 8=800\text{cm}^2$$

$$S=23.9+\frac{100\times 8}{15}=77.23\text{cm}^2 \quad S=77.23\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } d=\frac{100\times 8}{15}\times\frac{8+48}{2\times 77.23}=8.97\text{cm} \longrightarrow d=8.97\text{cm} < \frac{h}{2}=\frac{18}{2}=9\text{cm}$$

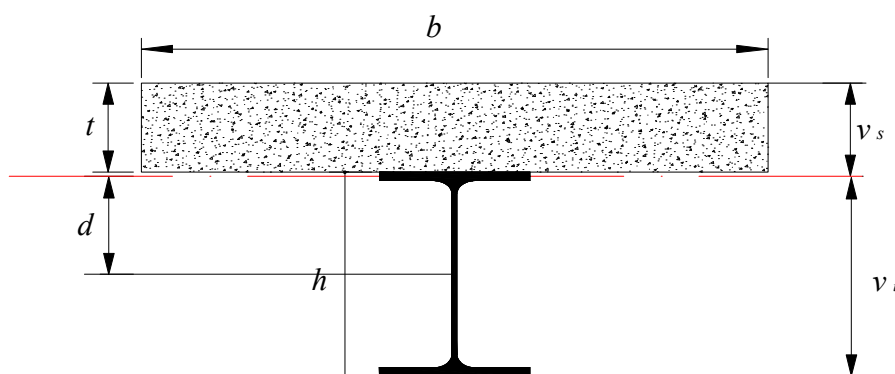


Fig IV.3 : Position de l'axe neutre.

IV.6.5. L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I_{\Delta} = I_A + A \cdot d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{\text{eff}}}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_A=I_y=1317\text{cm}^4 ; A=23.9\text{cm}^2 ; n=1 ; t=8\text{cm} ; h=18\text{cm} ; B_{\text{eff}}=100\text{cm} ; d=8.97\text{cm}$$

$$I_B=\frac{B_{\text{eff}}\times t^3}{12n}=\frac{100\times 8^3}{12\times 15}=284.44\text{cm}^4$$

$$\text{donc } I_{\Delta}=1317+23.9\times(8.97)^2+284.44+\frac{100}{15}\times\left(\frac{8+18}{2}-8.97\right)^2=3632.728\text{cm}^4$$

$$I_{\Delta}=3632.728\text{cm}^4$$

IV.6.6 Contrainte de flexion simple :

IV.6.6.1. Contrainte dans la poutre d'acier :

➤ Semelle Inférieure : (Traction)

$$\sigma'_{ai} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \times v_i$$

$$v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{18}{2} + 8.97 = 17.97 \text{ cm}$$

➤ Moment fléchissant max :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{14.19 \times 5^2}{8} = 44.36 \text{ KN.m} \quad \mathbf{M_{sd} = 44.36 \text{ KN.m}}$$

$$\sigma'_{ai} = \frac{44.36 \times 10^3}{3632.728 \times 10^4} \times 179.7 = -0.219 \text{ kN/mm}^2 \quad \mathbf{\sigma'_{ai} = -0.219 \text{ KN/mm}^2}$$

➤ Semelle Supérieure : (Compression)

$$\sigma'_{as} = \frac{M_{max}}{I_{\Delta}} \times (v_s - t)$$

$$v_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{18}{2} + 8 - 8.97 = 8.03 \text{ cm} \quad \mathbf{v_s = 8.03 \text{ cm}}$$

$$\sigma'_{as} = \frac{44.36 \times 10^3}{3632.728 \times 10^4} \times (80.3 - 80) = 3.66 \times 10^{-4} \text{ kN/mm}^2 \quad \mathbf{\sigma'_{as} = 3.66 \times 10^{-4} \text{ KN/mm}^2}$$

IV.6.6.2. Contrainte dans la dalle en béton

➤ Fibre Supérieure : (Compression)

$$\sigma'_{bi} = \frac{M_{max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot v_s = \frac{44.36 \times 10^3}{15 \times 3632.728 \times 10^4} \times 80.3 = 6.54 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2 \quad \mathbf{\sigma'_{bi} = 6.54 \times 10^{-4} \text{ KN/mm}^2}$$

➤ Fibre Inférieure : (Compression)

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot (v_s - t) = \frac{44.36 \times 10^3}{15 \times 3632.728 \times 10^4} \cdot (80.3 - 80) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ kN/mm}^2$$

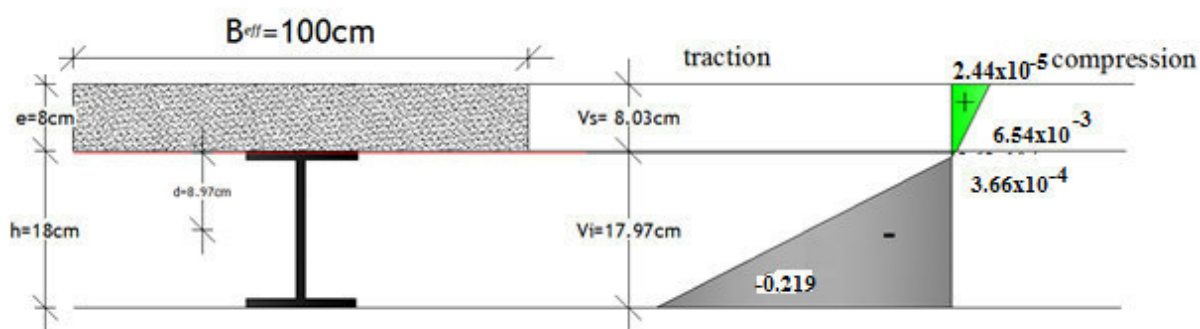


Fig IV.4: Diagramme des contraintes de flexion simple

IV 6.7. Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\tau \leq \tau_e$$

$$V_{sd} = \frac{q_U \cdot l}{2} = \frac{14,19 \times 5}{2} = 35,475 \text{ kN} \quad V_{sd} = 35,475 \text{ kN}$$

$$\text{et } \tau = \frac{V}{h \cdot t_w} = \frac{25,375}{180 \times 5,3} = 0,037 \text{ kN/mm}^2 \quad \tau = 0,037 \text{ kN/mm}^2$$

$$\tau_e = 0,58 \cdot f_y = 0,58 \times 275 \times 10^{-3} = 0,159 \text{ kN/mm}^2 \quad \tau_e = 0,159 \text{ kN/mm}^2$$

$$\tau = 0,037 \text{ kN/mm}^2 < \tau_e = 0,159 \text{ kN/mm}^2$$

—→ Donc la condition est vérifiée

IV .6.8 Vérification de la flèche :

On vérifié la condition suivante : $f_{adm} = \frac{L}{250} = 20 \text{ mm}$

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_{\Delta}} = \frac{5 \times 14,19 \cdot 10^{-3} \times (5000)^4}{384 \times 210 \times 3632,728 \times 10^4} = 15,13 \text{ mm} < \frac{l}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 15,13 \text{ mm} < f_{adm} = 20 \text{ mm}$$

→ Donc la flèche est vérifiée

IV .6.9.Contraintes additionnelles de retrait :

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ε). 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, à l'interface acier/béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ε_a de la poutre acier.
- Un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

On calcul:

$$\beta = \frac{h+t}{2} = 13\text{cm} = 130\text{mm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \times \beta} = \frac{1317}{22.16 \times 13} = 4.57\text{cm} = 45.7\text{mm}$$

$$K = \frac{A_c \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + A_c \cdot I_a + A_c \cdot A_a \cdot \beta^2} = 0,24\text{kN/cm}^3 = 0.00024\text{KN/mm}^3$$

$$Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 135.7\text{mm} = 13.57\text{cm}$$

$$Z_2 = Z_1 + t = 215.7\text{mm} = 21.57\text{cm}$$

D'où les valeurs des contraintes :

Poutre d'acier :

- **Semelle Inférieure : (Traction)**

$$\sigma''_{ai} = K \times (h - Z_1) = 0.00024 \times (180 - 135.7) = -0.01\text{KN/mm}^2 \quad \sigma''_{ai} = -0.01\text{KN/mm}^2$$

- **Semelle Supérieure : (Compression)**

$$\sigma''_{as} = K \times Z_1 = 0.00024 \times 135.7 = 0.033\text{KN/mm}^2 \quad \sigma''_{as} = 0.033\text{KN/mm}^2$$

Dalle en béton :

➤ **Fibre Inférieure :**

$$\sigma''_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Z_1)$$

$$\sigma''_{bi} = 6.29 \times 10^{-4} \text{ KN/mm}^2$$

Alors on a de la compression

➤ **Fibre Supérieure :**

$$\sigma''_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Z_2)$$

$$\sigma''_{bs} = -6.45 \times 10^{-4} \text{ KN/mm}^2$$

Alors on a de la traction

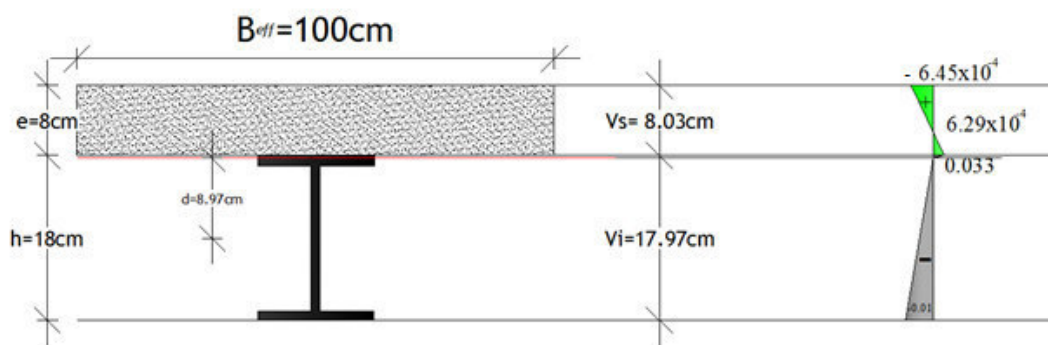


Fig IV.5: Diagramme des contraintes additionnelles de retrait

IV 6.10. Contrainte finale :

Dans l'acier :

➤ **Semelle Inférieure : (Traction)**

$$\sigma_{ai} = \sigma'_{ai} + \sigma''_{ai} = -0.229 \text{ KN/mm}^2$$

$$f_y = 0.275 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{ai} = -0.229 \text{ KN/mm}^2 < f_y = 0.275 \text{ KN/mm}^2$$

➤ **Semelle Supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{as} = \sigma'_{as} + \sigma''_{as} = 0.033 \text{ KN/mm}^2$$

$$f_y = 0.275 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{as} = 0.033 \text{ KN/mm}^2 < f_y = 0.275 \text{ KN/mm}^2$$

Dans le béton :

➤ **Fibre Inférieure : (Compression)**

$$\sigma_{bi} = \sigma'_{bi} + \sigma''_{bi} = 7.17 \times 10^{-3} \text{KN/mm}^2$$

$$0,6.f_{c28} = 0.012 \text{KN/mm}^2$$

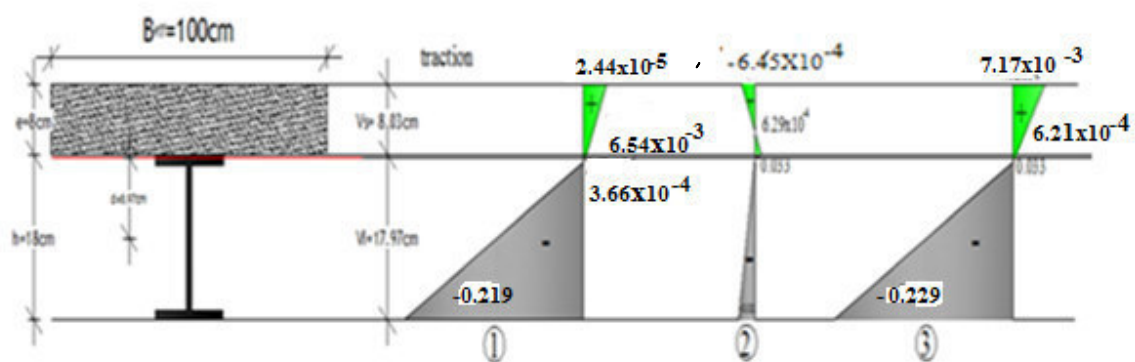
$$\sigma_{bi} = 7.17 \times 10^{-3} \text{KN/mm}^2 < 0,6.f_{c28} = 0.012 \text{KN/mm}^2$$

➤ **Fibre Supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{bs} = \sigma'_{bs} + \sigma''_{bs} = \text{KN/mm}^2$$

$$0,6.f_{c28} = 0.012 \text{KN/mm}^2$$

$$\sigma_{bi} = -6.21 \times 10^{-4} \text{KN/mm}^2 < 0,6.f_{c28} = 0.012 \text{KN/mm}^2$$



- (1) : Diagramme des contraintes de flexion simple.
 (2) : Diagramme des contraintes additionnelles de retrait.
 (3) : Diagramme des contraintes finales.

Fig IV.6: Diagramme des contraintes.

IV. 7.Calcul et dimensionnement des connecteurs :

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures. Un glissement apparaît entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs.

IV.7.1.Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4 :

- Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.
- Le diamètre ne doit pas être inférieur à $1,25d$.
- La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à $0,20d$ ni la hauteur minimale inférieure à $[0,15 \times d]$.
- Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d_t au moins $1,5d$ et d'une hauteur h_t d'au moins $0,4d$, où d est le diamètre du fût du goujon.

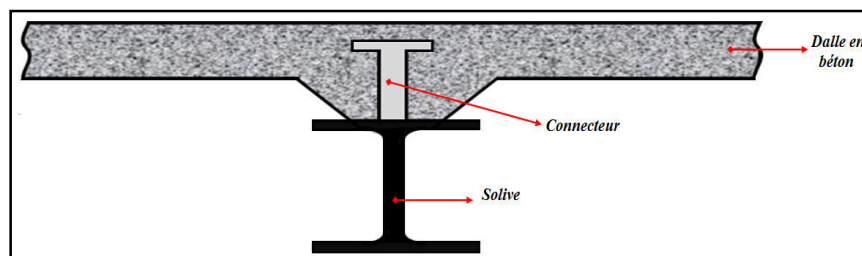


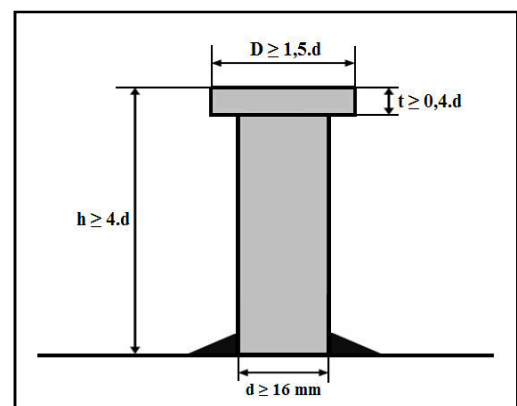
Fig IV.7: La position d'un connecteur.

Selon l'EUC4 Les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre de fût d'au moins 16 mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme ductiles c- a- d :

$$\frac{h}{d} \geq 4$$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de

- Diamètre de goujon $d=16\text{mm}$
- Hauteur de de goujon. $h = 4 \times d$ $h = 4 \times 16 = 64\text{ mm}$
- Diamètre tête de goujon $d_t = 1,5 \times 16 = 24\text{ mm}$
- Hauteur tête de goujon $h_t = 0.4 \times 16 = 6.4\text{ mm}$



FigIV.8: Caractéristique des connecteurs

IV.7.2. Nombre de connecteurs :

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement $N_{cisaillement}$ de calcul déterminé (Section 6.2 EC 4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} section (6.3 ou 6.5 EC 4) :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

- V_l : Effort de cisaillement longitudinal.
- P_{Rd} : La résistance d'un connecteur.

IV.7.3 Calcul l'effort de cisaillement longitudinal V_l :

$$V_l = F_{cf} \dots\dots\dots \text{(EC4 Formule 6.6).}$$

$$F_{cf} = \min \begin{cases} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{0,85 \times A_c \times f_{ck} + A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

Avec :

- A_a : L'aire de l'élément structural en acier.
 $A_a = 23,9 \text{ cm}^2$ (IPE 180)
- A_c : L'aire de la section efficace de béton.
 $A_c = B_{eff} \times t = 800 \text{ cm}^2$
- A_{se} : L'aire de toute armature longitudinale comprimée.
 $A_{se} = 0$ (Pas de ferrailage)
- γ_c : Coefficient partiel de sécurité de compression béton section mixte transversale.
 $\gamma_c = 1,5$
- γ_a : Coefficient de sécurité pour l'acier.
 $\gamma_a = 1,1$
- γ_s : Coefficient de sécurité pour ferrailage.
 $\gamma_s = 1,15$

- f_{ck} : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.

$$f_{ck} = 2 \text{ daN/mm}^2 = 0.02 \text{ KN/mm}^2$$

- f_y : Limite élastique de traction

$$f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2 = 0.275 \text{ KN/mm}^2$$

- f_{sk} : Limite d'élasticité caractéristique à la traction des armatures.

$$F_{cf}^{(1)} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}$$

$$F_{cf}^{(1)} = 597.5 \text{ KN}$$

$$F_{cf}^{(2)} = \frac{0,85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$F_{cf}^{(2)} = 906.67 \text{ KN}$$

$$F_{cf} = \min \{597.5 ; 906.67\}$$

$$F_{cf} = 597.5 \text{ KN}$$

IV .7.4. Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd} :

- Goujons à tête utilisée avec des tôles profilées en acier.
- Tôles dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses.

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (1) \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right. \quad \text{(EC4 Formule 6.13 et 6.14).}$$

Avec :

- d : Diamètre du fût du goujon.

$$d = 16 \text{ mm}$$

- f_u : Résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser

$$f_u = 43 \text{ daN/mm}^2 = 0.43 \text{ KN/mm}^2$$

- f_{ck} : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.

$$f_{ck} = 2 \text{ daN/mm}^2 = 0.02 \text{ KN/mm}^2$$

- E_{cm} : La valeur moyenne du module sécant du béton.

$$E_{cm} = 2900 \text{ daN} = 29 \text{ KN/mm}^2$$

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 & \text{Pour : } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,2 \cdot \left[\frac{h}{d} + 1 \right] & \text{Pour : } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

h: La hauteur hors tout du goujon.

$$h = 64 \text{ mm}$$

d : Diamètre du goujon.

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{64}{16} = 4 \quad \alpha = 1$$

$$\text{Donc : } 0,2 \left[\left(\frac{h}{d} \right) + 1 \right] = 0,2 \left[\frac{64}{16} + 1 \right] = 1$$

$$\rightarrow \gamma_v = 1,25 \text{ à l'ELU}$$

$$\rightarrow P_{Rd}^{(1)} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v}$$

$$\rightarrow P_{Rd}^{(2)} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 430 \times \frac{\pi(16)^2}{4 \times 1,25} = 55,304 \text{ kN} \\ 0,29 \times 1 \times 16^2 \sqrt{20 \times 29 \cdot 10^3} \times \frac{1}{1,25} = 45,231 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

$$P_{Rd} = \min \{ 55.304; 45.231 \}$$

$$P_{Rd} = 45.231 \text{ KN}$$

$$N \geq \frac{V_L}{P_{Rd}} = \frac{597.5}{45.231} = 13.21$$

$$N \geq 13.21$$

Le nombre de connecteur est : **N = 14goujons**

IV.7.5.L'espacement des connecteurs : (6.1.3 EC4)

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'**EC4.4.1.2**, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc $L_{cr} = \frac{L}{2}$.

Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{500}{2 \times 14} = 18cm$$

$$S = 18cm$$

Donc chaque 18cm on à un goujon.

IV.8. Conclusion :

A travers cette étude nous avons présenté le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 8 cm posé sur des solives en **IPE180**.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par 14 connecteurs espacés de 18 cm entre eux.

Chapitre V : Escalier

V -1 Introduction :

L'escalier : Est une construction permettant aux personnes de se déplacer d'un étage à un autre, grâce à une suite de marches. Dérivé de l'échelle au niveau étymologique, sa différence avec elle est d'être fixe.

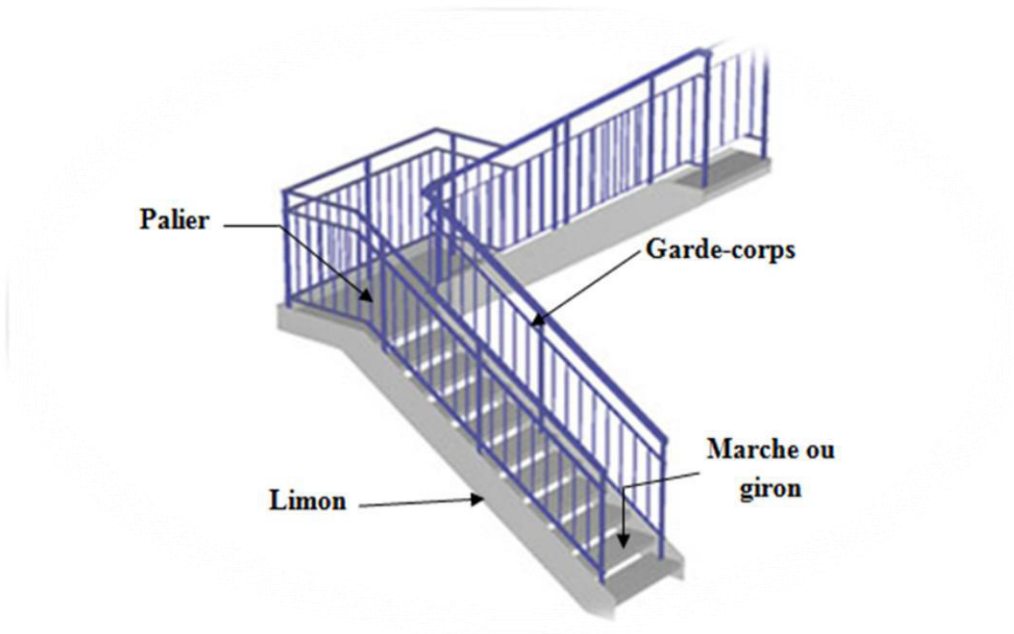


Fig V.1: Présentation de l'escalier.

V.2.Définitions :

- **Cage d'escalier:** Pièce dans laquelle se trouve votre escalier.
- **Palier:** Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Giron:** Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Volée:** Est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon:** Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profiles ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- **Marche:** Est la partie sur laquelle vous posez les pieds. Elle est parallèle au sol.
- **Contremarche:** Est la partie verticale de la marche.

V.3.Choix de dimension :

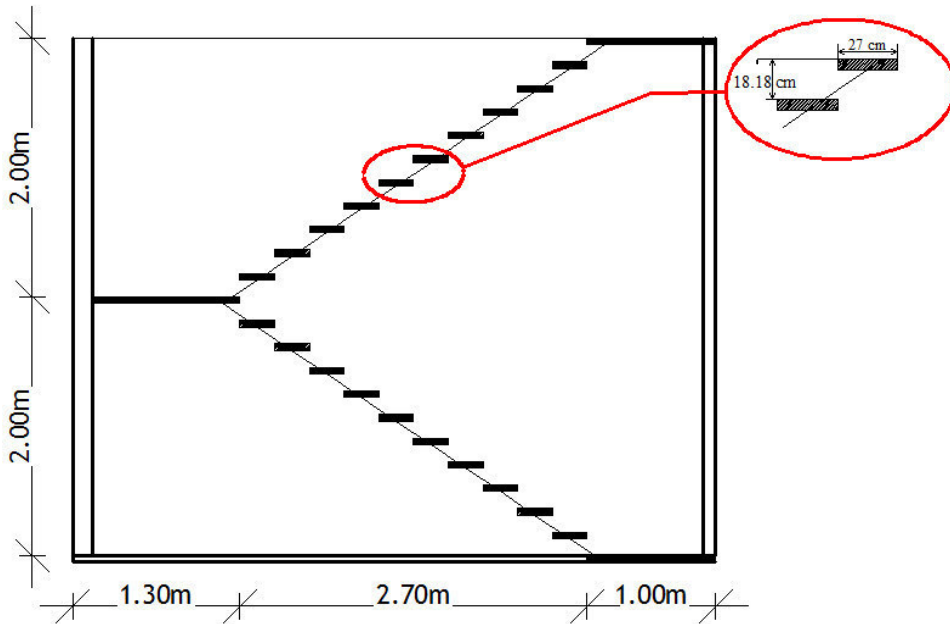


Fig V.2: Vue en élévation d'escalier

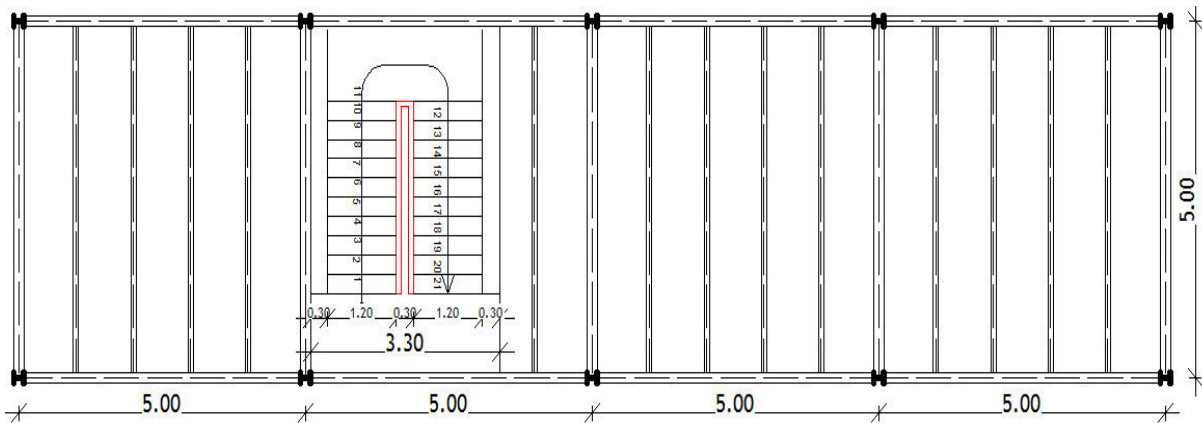


Fig V.3: Vue en plan de l'escalier

FORMULE DE BLONDEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} 60 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \\ 16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **G** : La largeur de la marche.
- **H** : La hauteur de la marche.

Les hauteurs des étages escaliers sont égaux, pour cela nous avons étudié les escaliers de passage du RCD ; puis on généralisé la conception sur 1^{er} étages

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage : **$h= 4\text{m}$** .
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : **$(5\times 3.3)\text{ m}^2$** .
- On dispose 02 volées dans chaque étage, et la hauteur de chacun est :

$$h' = \frac{h}{2} = \frac{4}{2} = 2\text{m}$$

- La largeur de volée est : **$l = 1,2\text{ m}$** .
- La longueur d'une volée est : **$L= 3.3\text{ m}$** .
- La pente **$\alpha= 36.52^\circ$** .

On admet une hauteur de marche **$H= 18.2\text{ cm}$**

Nombre contre marche (**n'**) est :

$$n = \frac{h'}{H} = \frac{200}{18.2} = 11 \quad n' = \mathbf{11 \text{ contre marches}}$$

La largeur d'une marche est :

$$G = \frac{L}{n} = \frac{2700}{10} = 270\text{mm} \quad G = \mathbf{27\text{cm}}$$

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$2H + G = 2 \times 18.2 + 27 = 63.4\text{ cm}$$

Formule de BLONDEL vérifiée

V. 4. Dimensionnement de la cornière (support):

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur **5 mm** rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon

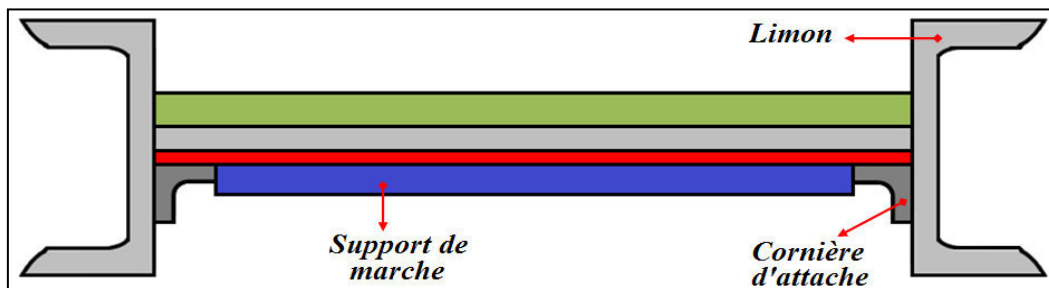


Fig V.4: La disposition des cornières.

- La longueur de la marche $L = 1,2 \text{ m}$
- La largeur de la marche $l = G = 0,27 \text{ m}$
- Les cornières sont en acier S275 :
- $f_y = 0,275 \text{ KN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
- $E = 210 \text{ KN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

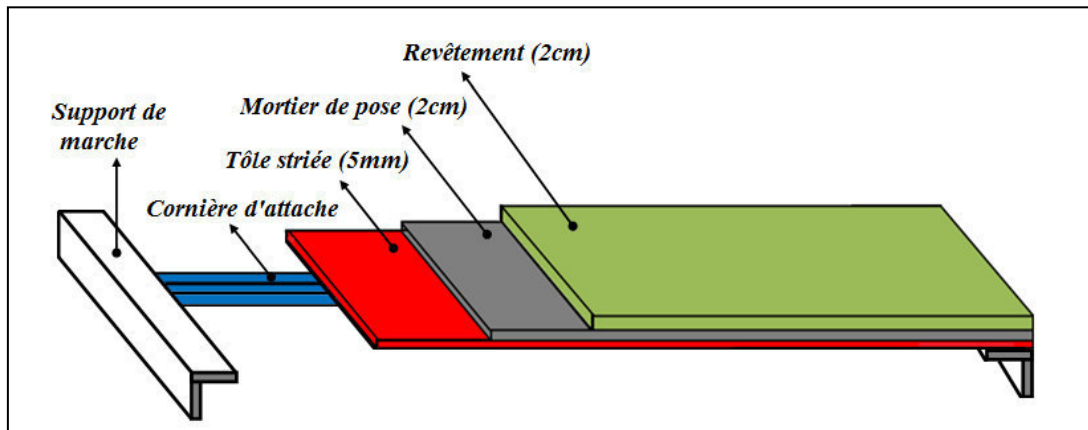


Fig V.5: Les constituants de marche.

V.4.1 Détermination la section de cornière:

V.4.2 Evaluation des charges:

a) Les charges permanentes : (Sauf poids de profile)

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 0,45 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G_3 = 0,44 \text{ kN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (0,45 + 0,40 + 0,44) \times 0,27 = 0,35 \text{ kN/m} \quad \mathbf{G = 0,35 \text{ kN/m}}$$

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 2,5 \times 0,27 = 0,675 \text{ kN/m} \quad \mathbf{Q = 0,675 \text{ kN/m}}$$

V.4.3. Les combinaisons des charges : (ELS)

$$\mathbf{Q_s = G + Q = 0,35 + 0,67 = 1,02 \text{ kN/m}}$$

Dans notre cas on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est : $f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I}$ et la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{300}$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 1,02 \times 10^{-3} \times 1200^3}{384 \times 210} = 3.29 \times 10^4 \text{ mm} = 3.29 \text{ cm}^4 \quad I_y \geq 3.29 \text{ cm}^4$$

➤ La cornière qui correspond est : **L 35× 35× 5**

Les caractéristiques sont :

<i>a</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>r</i> (mm)	<i>r</i> ₁ (mm)	<i>d</i> (mm)
35	5	5	2.5	1,04
<i>A</i> (cm ²)	<i>P</i> (daN/m)	<i>I</i> _y = <i>I</i> _z (cm ⁴)	<i>W</i> _{el,y} = <i>W</i> _{el,z} (cm ³)	<i>i</i> _y = <i>i</i> _z (cm)
3,28	2.57	3.56	1.45	1,04

Tab V.1: Caractéristique et dimension de L 35×35×5.

V.4.4.Evaluation des charges :

a)-Les charges permanentes : (+ Poids de profile)

- Tôle striée (5mm) **G₁ = 0.45 kN/m²**
- Mortier de ciment (2cm) **G₂ = 0.40 kN/m²**
- Revêtement (2cm) **G₃ = 0.44 kN/m²**
- Poids de profile (L 35×35×5) **P = 0.0257kN/m²**

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (0.45 + 0.40 + 0.44) \times 0,27 + 0.0257 = 0.374 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{G = 0.374kN/m}$$

b)-Les charges d'exploitations :

$$Q = 2.50 \times 0,27 = 0.675 \text{ N/m}$$

$$\mathbf{Q = 0.675N/m}$$

V.4.5 Les combinaisons des charges : .

➤ **ELS :**

$$Q_S = G + Q = 0.675 + 0.374 = \mathbf{1.049kN/m}$$

$$\mathbf{Q_S = 1.049kN/m}$$

➤ **ELU :**

$$Q_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0.374 + 1,5 \times 0.675 = \mathbf{1.5174kN/m} \quad \mathbf{Q_U = 1.5174kN/m}$$

V.4.6.Vérification à la flèche :

La vérification ce fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$. $f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm}$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad \text{Cornière sur deux appuis}$$

$$f = \frac{5 \times 1.049 \times 1200^4 \times 10^{-3}}{384 \times 210 \times 3.56 \times 10^4} = 3,7 \text{ mm} \quad f = 3,7 \text{ mm} < f_{adm} = 4 \text{ mm}$$

→ Donc la flèche est vérifiée

V.4.7Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{PL,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$\triangleright V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{1.52 \times 1,2}{2} = 0.91 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 0.91 \text{ KN}$$

$$\triangleright V_{PL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad (\text{Section de classe 03}).$$

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

$$V_{PL,Rd} = \frac{328 \times 0.275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 47.34 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0.91 \text{ KN} < V_{PL,Rd} = 47.34 \text{ KN}$$

→ Donc l'effort tranchant est vérifiée

V.4.8Vérification du moment fléchissant (résistance):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{1.52 \times 1,2^2}{8} = 0.273 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.273 \text{ KN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1450 \times 0.275}{1,1} \times 10^3 = 362.5 \text{ kN.mm} = 0.363 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.273 \text{ KN.m} < M_{c,Rd} = 0.3625 \text{ KN.m}$$

—————> **Donc moment fléchissant est vérifiée**

Donc on prend les cornières L35×35×5

V.5. Dimensionnement de limon :

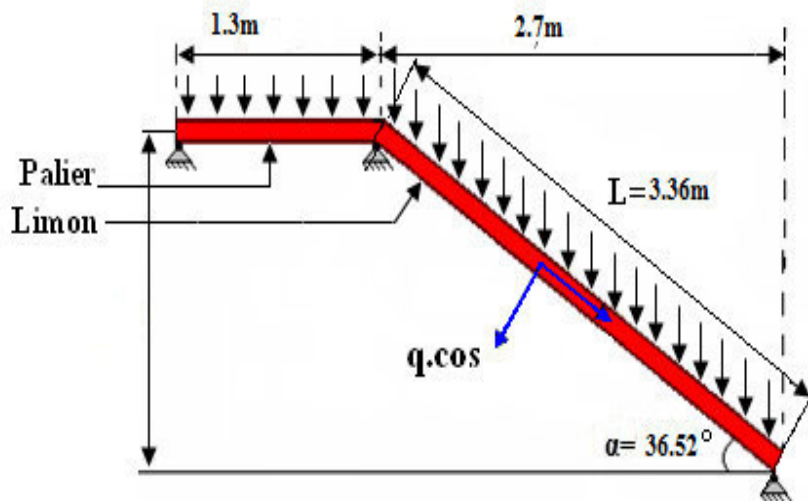


Fig V.6: Distribution des charges sur un limon.

- La longueur de limon $L = 3,36 \text{ m}$
- L'espace entre deux limons $d = 1,2 \text{ m}$
- Les limons sont en acier S275 :
- $f_y = 0.275 \text{ KN/mm}^2$ (la limite élastique d'acier).
- $E = 210 \text{ KN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

V.5.1.Détermination la section de limon:

Remarque importante :

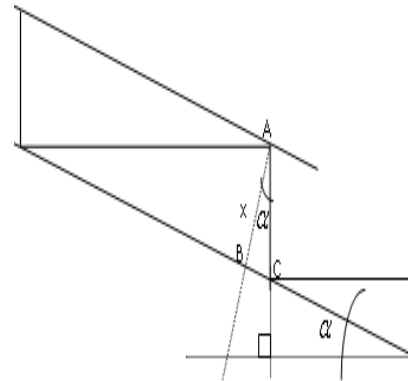
Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profile UPN minimum a adopté :

Dans le triangle ABC :

Donc on adopte au minimum un UPN160 de h=16cm

$$\cos \alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h} \rightarrow h = \cos \alpha . x = 18.18 \cos 36.52 = 14.61 \text{cm}$$

Le profile qui correspond est : **UPN 160**



h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
160	65	7.5	10.5	10.5	116	24	18.9
<i>I_y (cm⁴)</i>	<i>W_{el,y} (cm³)</i>	<i>i_y (cm)</i>	<i>W_{pl,y} (cm³)</i>	<i>I_z (cm⁴)</i>	<i>W_{el,z} (cm³)</i>	<i>i_z (cm)</i>	<i>W_{pl,z} (cm³)</i>
925	116	6.2	138	85.3	18.3	1.89	35.2

Tab V.2: Caractéristique et dimension d'UPN160.

V.5.2.Evaluation des charges :

a)Les charges permanentes : (+ Poids de profile)

- Tôle striée (5mm) **G₁=0.45 KN/m²**
- Mortier de ciment (2cm) **G₂= 0.40 KN/m²**
- Revêtement (2cm) **G₃=0. 44 KN/m²**
- Poids de cornière (L 35×35×5) **P_c= 0.025KN/m**
- Garde corps **P_{G.C} = 1 KN/m**
- Poids de profile (UPN 160) **P_P = 0.189KN/m**

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + P_{GC}) \times \left(\frac{d}{2}\right) + (N^{1\text{ervolée}} \times P_C) + Pp$$

$$G = (0.45 + 0.40 + 0.44 + 1) \times \left(\frac{1.2}{2}\right) + (10 \times 0.025) + 0.189 = 1.813 \text{KN / m}$$

G = 1.813KN/m

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 2.5 \times \frac{1,2}{2} = 1.5 \text{KN/m}$$

$$Q = 1.5 \text{KN/m}$$

V.5.3 Les combinaisons des charges :**➤ ELS**

$$Q_s = G + Q = 1.813 + 1.5 = 3.313 \text{KN/m}$$

➤ La projection sur deux axes on a :

$$Q_{sz} = Q_s \times \cos(\alpha) = 3.313 \times \cos(36.52^\circ) = 2.66 \text{KN/m}$$

$$Q_{sz} = 2.66 \text{KN/m}$$

$$Q_{sy} = Q_s \times \sin(\alpha) = 3.313 \times \sin(36.52^\circ) = 1.97 \text{KN/m}$$

$$Q_{sy} = 1.97 \text{KN/m}$$

➤ ELU :

$$Q_U = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 1.813 + 1,5 \times 1.5 = 4.69 \text{KN/m}$$

➤ La projection sur deux axes on a :

$$Q_{Uz} = Q_U \times \cos(\alpha) = 4,69 \times \cos(36.52^\circ) = 3.77 \text{KN/m}$$

$$Q_{Uz} = 3.77 \text{KN/m}$$

$$Q_{Uy} = Q_U \times \sin(\alpha) = 4,69 \times \sin(36.52^\circ) = 2.79 \text{KN/m}$$

$$Q_{Uy} = 2.79 \text{KN/m}$$

V.5.4. Vérification de la flèche :

La vérification ce fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{3360}{300} = 11,2 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5 \times Q_{sz} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad \text{Limon sur deux appuis}$$

$$f = \frac{5 \times 2.8 \times 10^{-3} \times 3360^4}{384 \times 210 \times 206 \times 10^4} = 2.39 \text{mm}$$

$$f_z = 2.39 \text{ mm} < f_{adm} = 11,2 \text{ mm}$$

—→ **Donc la flèche est vérifiée**

Détermination de la classe de limon :➤ **Âme :**

Âme classe **01** Si : $\frac{d}{t_w} < 72.\varepsilon$ (EC03 Page 139).

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23,5}{27,5}} = 0,92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{66}{5,5} = 15,46$$

$$72.\varepsilon = 72 \times 0,92 = 66,24$$

$$\frac{d}{t_w} = 11,71 < 72.\varepsilon = 66,24 \quad \text{Âme classe 01}$$

➤ **Semelle :**

Semelle classe **01** Si : $\frac{c}{t_f} < 10.\varepsilon$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{65}{2 \times 10,5} = 3,09$$

$$10.\varepsilon = 10 \times 0,92 = 9,2$$

$$\frac{c}{t_f} = 3,09 < 10.\varepsilon = 9,2 \quad \text{Semelle classe 01}$$

—————> **Donc limon de classe 01**

V.5.5.Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{PL,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$\text{➤ } V_{sd} = \frac{Q_{Uz} \times L}{2} = \frac{3,96 \times 3,36}{2} = 6,66 \text{KN} \quad V_{sd} = 6,66 \text{KN}$$

$$\text{➤ } V_{PL,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2.b \times t_f + (t_w + r) \times t_f \quad \text{et } \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$A_v = 2400 - 2 \times 65 \times 10,5 + (7,5 + 10,5) \times 10,5 = 1224$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1224 \times 0,275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 176,67 \text{kN}$$

$$V_{sd} = 6,66\text{KN} < V_{PL,Rd} = 176,67\text{KN}$$

→ Donc l'effort tranchant est vérifiée

V.5.6.Vérification du moment fléchissant (résistance):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{sd} &= \frac{Q_{Uz} \times L^2}{8} = \frac{3,965 \times 3,36^2}{8} = 5,595\text{KN.m} \\ \text{➤ } M_{c,Rd} &= \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{116 \times 10^3 \times 0,275}{1,1} \times 10^{-3} = 29\text{KN.m} \end{aligned}$$

$$M_{sd} = 5,595\text{KN.m} < M_{c,Rd} = 29\text{KN.m}$$

→ Donc moment fléchissant est vérifié

V.5.7.Vérification de l'effort axial de compression:

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 155}).$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } N_{sd} &= Q_{uy} \times L = 2,936 \times 3,36 = 9,865\text{KN} \\ \text{➤ } N_{sd} &= 9,865\text{KN} \\ \text{➤ } N_{c,Rd} &= \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2400 \times 0,275}{1,1} = 600\text{KN} \\ \text{➤ } N_{c,Rd} &= 600\text{KN} \\ \text{➤ } N_{sd} &= 9,865\text{N} < N_{c,Rd} = 600\text{KN} \end{aligned}$$

→ Donc l'effort axial de compression est vérifié

Donc on prend les limons UPN160

- Tôle TN40 $G_1 = 0.11 \text{ KN/m}^2$
 - Dalle en béton (7cm) $G_2 = 1.75 \text{ KN/m}^2$
 - Treillis soudé + accessoire $G_3 = 0.03 \text{ KN/m}^2$
 - Revêtement (2cm) $G_4 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
- $G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (0.11 + 1.75 + 0.03 + 0.44) \times 1,3 = 3.03 \text{ KN/m}$
- $G = 3.03 \text{ KN/m}$**

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 2.5 \times 1,3 = 3.25 \text{ KN/m} \quad \mathbf{Q = 3.25 \text{ KN/m}}$$

V.6.3. La combinaison des charges : (ELS)

$$\mathbf{Q_s = G + Q = 3.03 + 3.25 = 6.28 \text{ KN/m}}$$

Dans notre cas on a une solive posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie

donc la flèche est : $f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I}$ et la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{300}$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 6.28 \times 10^{-3}}{384 \times 210} = 4.197 \times 10^{-3} = 419.7 \text{ cm}^4 \quad I_y \geq 419.7 \text{ cm}^4$$

Profile qui correspond est : **IPE 140**

Les caractéristiques sont :

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
140	73	4,7	6,9	7	112,2	16,4	12,9
$I_y (\text{cm}^4)$	$W_{el,y} (\text{cm}^3)$	$i_y (\text{cm})$	$W_{pl,y} (\text{cm}^3)$	$I_z (\text{cm}^4)$	$W_{el,z} (\text{cm}^3)$	$i_z (\text{cm})$	$W_{pl,z} (\text{cm}^3)$
541,2	77,3	5,74	88,3	44,9	12,3	1,65	19,2

Tab V.3.: Caractéristique et dimension d'IPE140.

V.6.4 Evaluation des charges:**a).Les charges permanentes : (+ Poids de profile)**

- Tôle TN40 $G_1= 0.11 \text{ KN/m}^2$
 - Dalle en béton (2cm) $G_2= 1.75 \text{ KN/m}^2$
 - Treillis soudé + accessoire $G_3=0.03 \text{ KN/m}^2$
 - Revêtement (2cm) $G_4= 0.44 \text{ KN/m}^2$
 - Poids de profile (IPE140) $P_p = 0.129 \text{ KN/m}$
- $$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d + P_p = (0.11 + 1.75 + 0.03 + 0.44) \times 1,3 + 0.129 = 3.16 \text{ KN/m}$$
- G = 3.16kN/m**

b).Les charges d'exploitations :

$$Q = 2.5 \times 1,3 = 3.25 \text{ daN/m} \quad \rightarrow Q = 3.25 \text{ kN/m}$$

V.6.5.Les combinaisons des charges :

- ELS : $Q_s = G + Q = 3.25 + 3.16 = 6.41 \text{ kN/m} \quad \rightarrow Q_s = 6.41 \text{ kN/m}$

- ELU : $Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 3.16 + 1,5 \times 3.25 = 9.14 \text{ kN/m} \quad \rightarrow Q_u = 9.14 \text{ kN/m}$

V.6.6.Vérification de la flèche :

La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$ $f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{3300}{300} = 11.2 \text{ mm}$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad \text{Solive sur deux appuis}$$

$$f = \frac{5 \times 6.41 \times 10^{-3} \times 3300^4}{384 \times 210 \times 541.2 \times 10^4} = 8.7 \text{ mm}$$

$$f_z = 8.7 \text{ mm} < f_{adm} = 11.2 \text{ mm}$$

—→ **Donc la flèche est vérifiée**

Détermination de la classe de solive :

➤ **Âme :**

Âme classe **01** Si : $\frac{d}{t_w} < 72.\varepsilon$ (EC03 page 139)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23,5}{27,5}} = 0,92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87$$

$$72.\varepsilon = 72 \times 0,92 = 66,24$$

$$\frac{d}{t_w} = 23,87 < 72.\varepsilon = 66,24 \quad \hat{\text{Âme classe 01}}$$

➤ **Semelle :**

Semelle classe **01** Si : $\frac{c}{t_f} < 10.\varepsilon$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{73}{2 \times 6,9} = 5,29$$

$$10.\varepsilon = 10 \times 0,92 = 9,2$$

$$\frac{c}{t_f} = 5,29 < 10.\varepsilon = 9,2 \quad \text{Semelle classe 01}$$

—→ **Donc la solive de classe 01**

V.6.7Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{9,14 \times 3,3}{2} = 15,08 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 15,08 \text{KN}$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2.b \times t_f + (t_w + 2.r) \times t_f \quad \text{et} \quad \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$A_v = 1640 - 2 \times 73 \times 6,9 + (4,7 + 2 \times 7) \times 6,9 = 761,63 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{761,63 \times 0,27,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 109,93 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 15,08 \text{ kN} < V_{PL,Rd} = 109,93 \text{ kN}$$

→ *Donc l'effort tranchant est vérifiée*

V.6.8. Vérification du moment fléchissant (résistance):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$\triangleright M_{sd} = \frac{Qu \times L^2}{8} = \frac{9,14 \times 3,3^2}{8} = 12,44 \text{ kN.m}$$

$$\triangleright M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{77,3 \times 10^3 \times 0,275}{1,1} = 19,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 12,44 \text{ kN.m} < M_{c,Rd} = 19,33 \text{ kN.m}$$

→ *Donc moment fléchissant est vérifié*

Donc on prend une solive IPE140

V.7. Dimensionnement de la poutre palière :

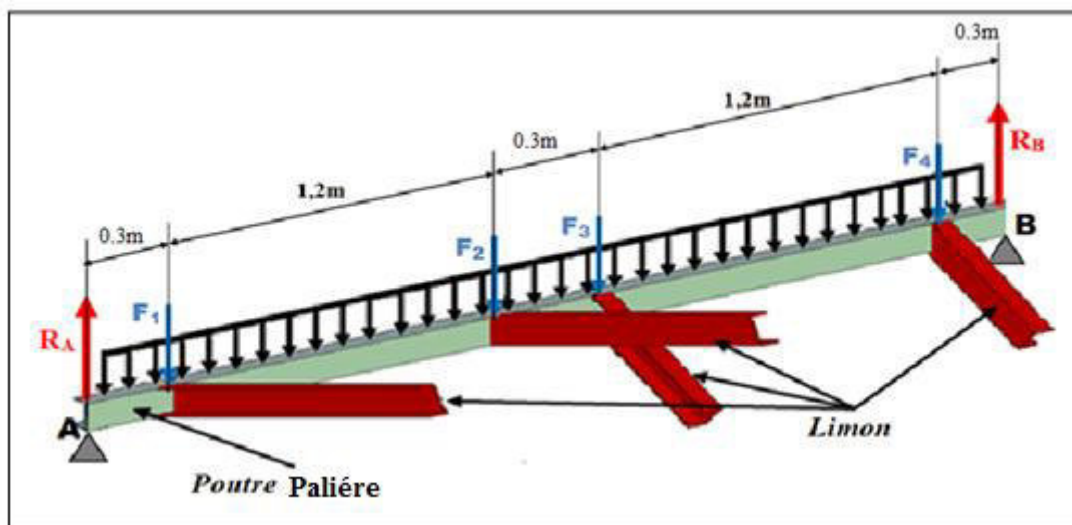


Fig V.9: Distribution des charges sur la poutre palière.

➤ La longueur de la poutre : $L= 3.3\text{m}$.

On considère que les quatre limons ont la même charge et même longueur, et on va estimer que la poutre palier est : **UPN 180**

Les caractéristiques sont :

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
180	70	8	11	11	133	27.9	21.9
$I_y (\text{cm}^4)$	$W_{el,y} (\text{cm}^3)$	$i_y (\text{cm})$	$W_{pl,y} (\text{cm}^3)$	$I_z (\text{cm}^4)$	$W_{el,z} (\text{cm}^3)$	$i_z (\text{cm})$	$W_{pl,z} (\text{cm}^3)$
1350	150	7	179	114	22.4	2.02	42.9

TabV.4: Caractéristique et dimension d'UPN180.

V.7.1.Evaluation des charges :

V.7.2.Charges permanents :

a)Les charges réparties :

- Tôle TN40 $G_1=0.11 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en béton (7cm) $G_2=1.75 \text{ KN/m}^2$
- Treillis soudé + accessoire $G_3=0.03 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G_4=0.44 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la poutre (UPN180) $P = 0.219 \text{ KN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d + P = (0.11 + 1.75 + 0.03 + 0.44) \times 0,65 + 0.219 = 1.73 \text{ KN/m}$$

$$G = 1.73 \text{ KN/m}$$

b) Les charges ponctuelles:

Les quatre (04) limons sont assemblés avec la poutre **UPN180** dans quatre (04) points distincts. Cette poutre supporte dans chaque point d'assemblage une charge ponctuelle (**F**) égale à $\frac{1}{4}$ du poids propre de volée.

c)Poids propre d'une volée :

$$Q = (0.189 \times 3,36 \times 2) + (0.025 \times 1,2 \times 10) + ([0.45 + 0.40 + 0.44] \times 1,2 \times 0,27 \times 10) = 5.67 \text{ KN}$$

$$Q = 5.76 \text{ KN}$$

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 = F = \frac{Q}{4} = \frac{5.76}{4} = 1.44 \text{ KN}$$

V.7.3.Charges d'exploitations :**a)Les charges réparties :**

$$N = 2.50 \times 0,65 = 1.63 \text{KN/m} \quad \rightarrow \quad N = 1.63 \text{KN/m}$$

b) Les charges ponctuelles :

$$M = \frac{2.50 \times 0,65 \times 3.3}{4} = 1.34 \text{KN} \quad \rightarrow \quad M = 1.34 \text{KN}$$

V.7.4.Combinaisons des charges :**➤ ELS :****a)Charges réparties :**

$$q = G + N = 1.67 + 1.63 = 3.36 \text{KN/m} \quad \rightarrow \quad q = 3.36 \text{KN/m}$$

b) Charges ponctuelles :

$$q' = F + M = 1.44 + 1.34 = 2.78 \text{KN} \quad \rightarrow \quad q' = 2.78 \text{KN}$$

➤ ELU :**c)Charges réparties :**

$$K = 1,35G + 1,5N = 1,35 \times 1.67 + 1,5 \times 1.63 = 4.77 \text{KN/m} \quad \rightarrow \quad K = 4.77 \text{KN/m}$$

d) Charges ponctuelles :

$$K' = 1,35F + 1,5M = 1,35 \times 1.44 + 1,5 \times 1.34 = 3.95 \text{KN} \quad \rightarrow \quad K' = 3.95 \text{KN}$$

V.7.5.Vérification de la flèche :

Flèche=La flèche due aux charge réparties+La flèche due aux charges ponctuelles

a)La flèche due aux charges réparties :

Dans notre cas on a une poutre (articulé-articulé) et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 3.36 \times 10^{-3} \times 3300^4}{384 \times 210 \times 1350 \times 10^4} = 3.14 \text{mm} \quad \rightarrow \quad y = 3.14 \text{mm}$$

b) La flèche due aux charges réparties :

On a quatre charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre **UPN 180**, pour calculer la flèche on utilise le théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches dues à chacune de ces charges. La flèche au milieu de la poutre est égale a:

$$F = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4$$

$$f_i = \frac{q' \times a_i}{48 \times E \times I_y} (3 \times L^2 - 4 \times a_i^2)$$

$$a_1 = a_4 \quad \text{et} \quad a_2 = a_3$$

$$f_1 = f_4 = \frac{q' \times a_1}{48 \times E \times I_y} (3 \times L^2 - 4 \times a_1^2) = \frac{278 \times 300}{48 \times 21000 \times 1350 \times 10^4} (3 \times 3300^2 - 4 \times 300^2) = 0.198 \text{ mm}$$

$$f_1 = f_4 = 0,198 \text{ mm}$$

$$f_2 = f_3 = \frac{q' \times a_2}{48 \times E \times I_y} (3 \times L^2 - 4 \times a_2^2) = \frac{278 \times 1500}{48 \times 21000 \times 1350 \times 10^4} (3 \times 3300^2 - 4 \times 1500^2) = 0.725 \text{ mm}$$

$$f_2 = f_3 = 0.725 \text{ mm}$$

$$F = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 = 0,198 + 0.725 + 0.198 + 0.725 = 1.846 \text{ mm}$$

$$F = 1.846 \text{ mm}$$

Donc la flèche égale:

$$f = y + F = 1.829 + 1.846 = 3.675 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{f = 3.675 \text{ mm}}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{3300}{300} = 11 \text{ m}$$

$$f_z = 3.675 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 11 \text{ mm}$$

—————> **Donc la flèche est vérifiée**

V.7.6. Vérification du moment fléchissant (résistance):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

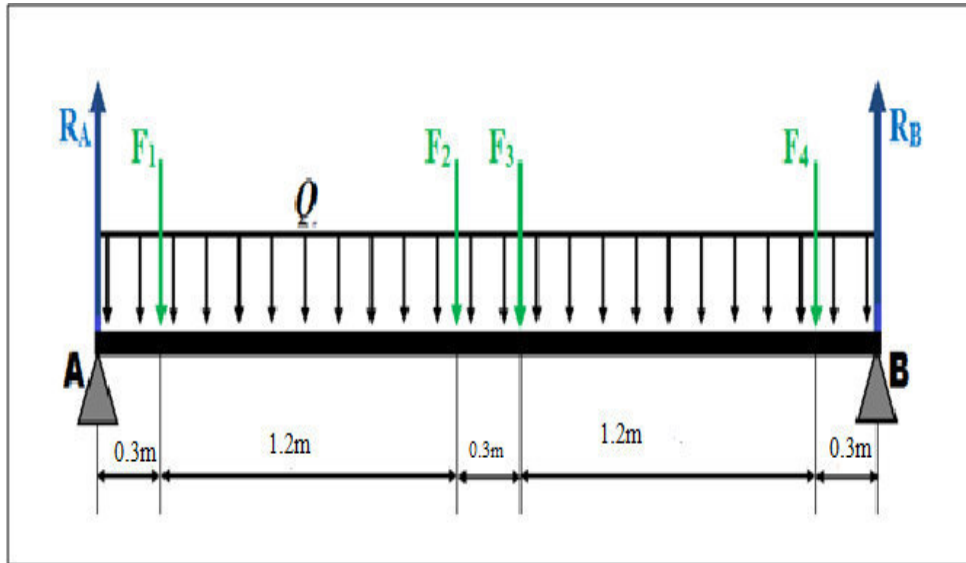


Fig V.10: Distribution des charges sur la poutre palier.

a) Calcul les réactions R_A et R_B :

$$\triangleright \sum F_{ext} = 0$$

$$\triangleright \sum M/A = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{K \times L + 4 \times K'}{2} = \frac{4.77 \times 3.3 + 4 \times 3.95}{2} = 15.79 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 15.79 \text{ KN}$$

b) Calcul moment max M_{max} :

Le moment fléchissant max M_{max} se trouve à $\frac{L}{2}$:

$$M_{max} = \frac{R_A \times L}{2} - \frac{K \times L^2}{8} - K' \times (L - a_1) - K' \times (L - a_2) = \frac{R_A \times L}{2} - \frac{K \times L^2}{8} - K' \times (L - a_1 - a_2)$$

$$M_{max} = \frac{15.79 \times 3.3}{2} - \frac{4.77 \times 3.3^2}{8} - 3.95 \times (3.3 - 0.3 - 1.5) = 13.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 13,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{150 \times 10^3 \times 0.275}{1,1} = 37500 \text{ KN.mm} = 37.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 13,62 \text{ KN.m} < M_{c,Rd} = 37,5 \text{ KN.m}$$

→ Donc moment fléchissant est vérifiée

Donc on prend poutre UPN 180

V.8.Conclusion :

Dans ce chapitre on fait une étude avec la quelle on a attient a déterminer les profile et les déférents paramètres pour la conception de l'escalier.

On admet les profils comme suit :

- Les cornières de support L 35×35×5
- L'UPN160comme limon.
- palier de repos solive. IPE140
- poutre palier UPN180

CHAPITRE VI : Chemin de roulement

VI.1 Introduction :

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement d'un hangar de 20m de portée abritant un pont roulant de 15 T (de puissance), pour cette étude en utilisent :

Eurocode 1 : partie 5 actions induites par les ponts roulants.

Eurocode 3 : partie 6 chemins de roulements.

Termes et définitions spécifiques aux palans et aux appareils de levage sur poutres de roulement

➤ **Le pont roulant** : c'est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles il se déplace. Transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.

➤ **La voie de roulement** : c'est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

➤ **La poutre de roulement** : c'est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués de corbeaux fixés sur les poteaux de la halle.

VI.2 Caractéristiques de pont roulant :

Puissance	L	a min	b	c	D	E
(T)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
15	20	1	0.35	0.60	2	3.6

puissance	portée	Vitesse			Poids			Charge sur un galet	
		Levage (m/min)	Direction (m/min)	Translation (m/min)	pont B(T)	chariot K(T)	Total (B+K)	RMax (T)	RMIN R (T)
N(T)	L(m)								
15	20	5	30	70	19.5	5	24.5	14.4	5.4

Tab VI.1: Caractéristiques du pont roulant.

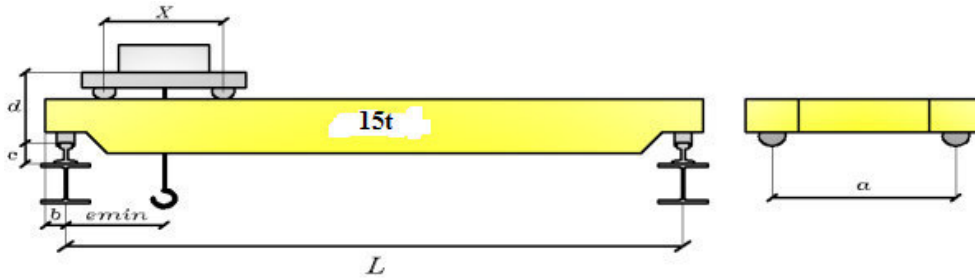


Fig.VI.1 : Schéma de pont roulant

VI -3- Les charges induites par le pont roulant :

VI-3-1- Les coefficients d'amplification dynamique :

Coefficients d'amplification Dynamique	Effets à prendre en compte	À appliquer à
φ_1	excitation vibratoire de la structure d'un appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol	Poids propre de l'appareil de levage
φ_2	effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage	Masse à lever
φ_3	effet dynamique d'une libération brutale de la charge utile, par exemple en cas d'utilisation d'un grappin ou d'un aimant	Masse à lever
φ_4	effets dynamiques induits par le déplacement sur des rails ou des voies de roulement	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever
φ_5	effets provoqués par des forces d'entraînement	Forces d'entraînement
φ_6	lorsqu'une charge d'essai est mue par les transmissions suivant le mode d'utilisation de l'appareil de levage	Charge d'essai
φ_7	prend en compte les effets élastiques de l'impact sur les tampons.	Charge des tampons
φ_8	coefficient de réaction aux rafales	Charges dues au vent

Tab VI.2 : Les coefficients d'amplification dynamique

VI .3.2.Détermination des coefficients d'amplification dynamique

D'après le tableau 2.4 de l'Eurocode 1 partie 5 :

$$\phi_1 = 1 \pm \alpha / 0 < \alpha < 0,1$$

Avec : $\alpha = 0,1 \rightarrow \phi_1 = \mathbf{1,1}$

$$\phi_2 = \phi_{2,\min} + \beta_2 \cdot V_h$$

Classe de levage de l'appareil	β_2	$\phi_{2,\min}$	V_h (m/s)
HC3(Appareils de levage d'atelier)	0,51	1,15	5/60=0.083

Tab VI.3 : La classe de pont roulant.

Donc :

$$\phi_2 = 1.15 + 0.51 \times 0.083 = 1,19$$

$$\phi_2 = \mathbf{1,19}$$

$$\phi_3 = (1 - \Delta m / m) \cdot (1 + \beta_3)$$

Où : Δm partie libérée ou tombée de la charge.

Comme : $\Delta m = 0 \rightarrow \phi_3 = \mathbf{1}$

VI.3.3.Dispositions des charges :

VI.3.3.1Charges verticales induites par des chariots porte-palan monorail suspendus à des poutres de roulement :

Pour des conditions normales de service, il convient de considérer que la charge verticale est composée du poids propre du chariot porte-palan, de la masse à lever et du coefficient dynamique.

VI.3.3.2Charges horizontales induites par des chariots porte-palan monorail suspendus à des poutres de roulement :

Dans le cas de poutres de roulement fixes pour des chariots suspendus monorail, en l'absence d'une valeur plus précise, il convient de considérer que les charges horizontales sont

égales à 5 % de la charge verticale maximale par galet en omettant le coefficient dynamique. Cette règle s'applique également aux charges horizontales dans le cas de poutres de roulement suspendues pivotantes.

VI.3.3.3 Charges verticales induites par des ponts roulants :

Il convient de déterminer les charges verticales par galet d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des répartitions de charges illustrées à la **Figure.VI.2** et en utilisant les valeurs caractéristiques.

VI.3.3.4 Dispositions des charges :

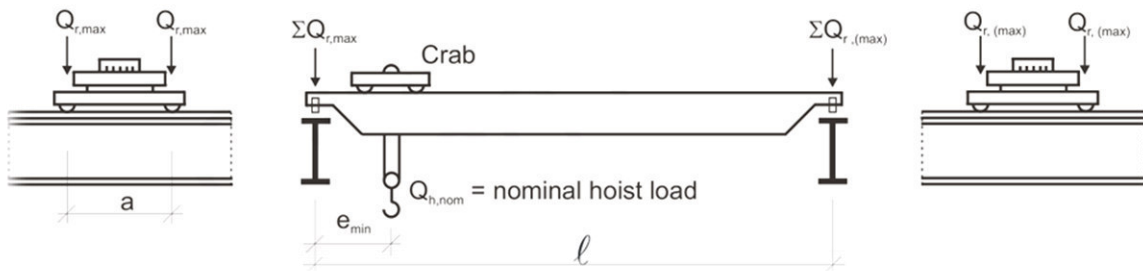


Fig.VI.2 : Disposition de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement.

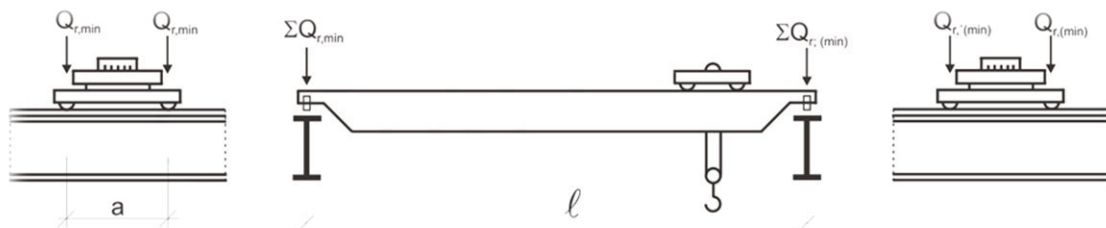


Fig.VI.3 : Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement.

Avec :

- $Q_{r \max}$: est la charge par galet maximale de l'appareil de levage en charge.
- $Q_{r^{\max}}$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage en charge.
- $\sum Q_{r \max}$: est la somme des charges maximales $Q_{r \max}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.
- $\sum Q_{r^{\max}}$: est la somme des charges d'accompagnement $Q_{r^{\max}}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.
- $Q_{r \min}$: est la charge par galet minimale de l'appareil de levage à vide.
- $Q_{r^{\min}}$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage à vide.
- $\sum Q_{r \min}$: est la somme des charges minimales $Q_{r \min}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.
- $\sum Q_{r^{\min}}$: est la somme d'accompagnement des charges minimales $Q_{r^{\min}}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.
- $Q_{r \text{ nom}}$: masse à lever nominal.

VI.3.3.5 Charge verticale avec masse à lever :

En charge (calcul des charges maximales)

$$\sum Q_{r \max} = \varphi_1 \left[\frac{Q_p}{2} + Q_c \cdot \left(\frac{L - a_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \cdot Q_{\text{nom}} \cdot \left(\frac{L - a_{\min}}{L} \right)$$

$$\sum Q_{r \max} = 1.1 \left[\frac{19.5}{2} + 5 \cdot \left(\frac{20-1}{20} \right) \right] + 1.1923 \times 15 \left(\frac{20-1}{20} \right) = 32.94t$$

$$\sum Q_{r^{\max}} = 32.94t = 329.4KN \quad (\text{Pour deux galets})$$

$$\sum Q_{r^{\max}} = \varphi_1 \left[\frac{Q_p}{2} + Q_c \cdot \left(\frac{a_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \cdot Q_{\text{nom}} \cdot \left(\frac{a_{\min}}{L} \right)$$

$$\sum Q_{r^{\max}} = 1.1 \left[\frac{19.5}{2} + 5 \cdot \left(\frac{1}{20} \right) \right] + 1.1923 \times 15 \cdot \left(\frac{1}{20} \right) = 11.89t$$

$$\sum Q_{r^{\max}} = 11.89t = 118.9KN \quad (\text{Pour deux galets})$$

➤ Pour un galet :

Charges verticale	La charge d'un galet (KN)
La charge maximale en charge	164,701
La charge d'accompagnement	59,471

Tab .VI.4 : Les charges verticales maximales sur un galet.

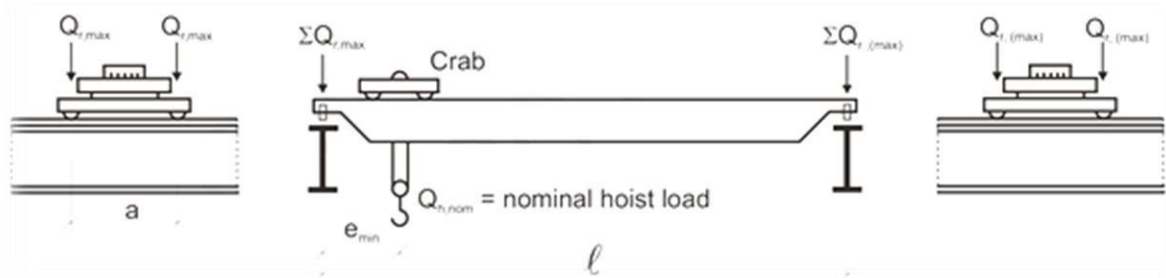


Figure VI. 4: Dispositions de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement

VI.3.3.6 Charge verticale sans masse à lever :

A vide (calcul des charges minimales)

$$\sum Qr_{\min} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \cdot \left(\frac{L - e_{\min}}{L} \right) \right]$$

$$\sum Qr_{\min} = 1.1 \left[\frac{19.5}{2} + 5 \cdot \left(\frac{20 - 1}{20} \right) \right] = 15.95t$$

$$\sum Qr_{\min} = 15.95t = 159.5KN \quad (\text{Pour deux galets})$$

$$\sum Qr_{\min} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \cdot \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \right]$$

$$\sum Qr_{\min} = 1.1 \left[\frac{19.5}{2} + 5 \cdot \left(\frac{1}{20} \right) \right] = 11t$$

$$\sum Qr_{\min} = 11t = 110KN \quad (\text{Pour deux galets})$$

$$\sum Q_{r \min} = \frac{\sum Q_{r \min}}{2} = \frac{159.5}{2} = 79.75 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r \min} = \frac{\sum Q_{r \min}}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ KN}$$

Pour deux galets :

Charges verticale	La charge d'un galet (KN)
La charge minimale à vide	79,75
La charge d'accompagnement	55

Tab VI.5 : Les charges verticales minimales sur un galet.

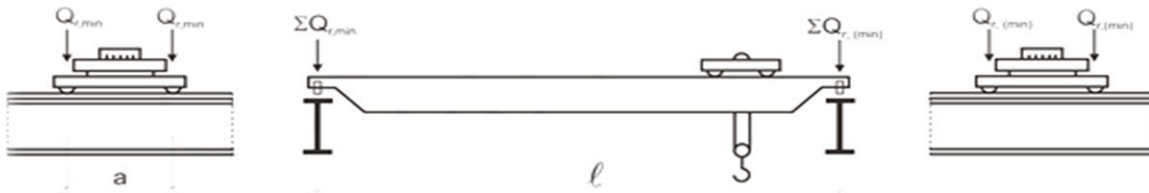


Figure VI.5: Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement

VI.3.4 Charges longitudinales $H_{L,i}$ et charges transversales $H_{T,i}$ produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage (EC1-5, §2.7.2, p23) :

➤ **Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$:**

Les charges longitudinales $H_{L,i}$ produites par les accélérations et les décélérations des structures des appareils de levage résultent de la force d'entraînement au niveau de la surface de contact du rail avec la galet entraînée (voir **Figure IV.6**).

Les charges longitudinales $H_{L,i}$ appliquées sur une poutre de roulement peuvent calculée de la manière suivante :

$$H_{L,i} = \phi_5 \cdot K \cdot 1 / n_r$$

Où :

n_r : est le nombre de poutres de roulement.

K : est la force d'entraînement. (EC1-P5 P25)

ϕ_5 : est le coefficient d'amplification dynamique.

i : est le nombre entier servant à identifier la poutre de roulement ($i = 1,2$).

$1 \leq \phi_5 \leq 1,5 \rightarrow$ Correspond aux systèmes dans lesquels les forces varient sans à-coup.

$\rightarrow \phi_5 = 1,5$

K : Force d'entraînement

Elle peut être calculée ainsi :

$$K = \mu \cdot m_w \cdot Qr_{\min}$$

Où :

m_w : est le nombre de système de d'entraînement a un seul galet ; car les appareils de levage modernes ne sont pas équipés d'un système d'entraînement a galet central.

$m_w = 2$ (deux systèmes)

μ : est le coefficient de frottement.

$\mu = 0,2$ (acier sur acier)

$$K = K_1 + K_2 = \mu \cdot \sum Qr_{\min}$$

$$\sum Qr_{\min} = m_w \cdot Qr_{\min}$$

$$\sum Qr_{\min} = 2 \times 55 = 110 \text{ KN}$$

$m_w = 2$ (nombre des systèmes d'entraînement à un seul galet)

Donc :

$$K = 0,2 \times 110 = 22 \text{ KN}$$

D'où :

$$HL_{,1} = HL_{,2} = \phi_5 \times \left(\frac{K}{nr} \right)$$

$$HL_{,1} = HL_{,2} = 1,5 \times \left(\frac{22}{2} \right) = 16,5 \text{ KN}$$

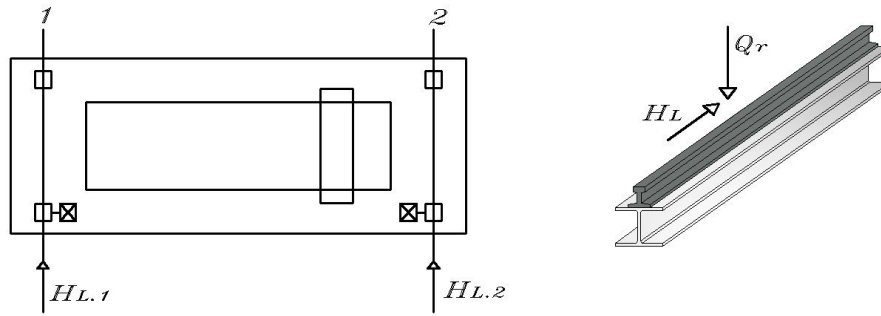


Fig.VI.6 : Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$.

➤ **Charges horizontales transversales $H_{T,i}$:**

Le moment M résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de la masse est contrebalancée par les charges horizontales transversales $H_{T,1}$ et $H_{T,2}$;

Les charges horizontales transversales peuvent être obtenues de la façon suivante :

$$H_{T,1} = \phi_5 \cdot \xi_2 \cdot M / a$$

$$H_{T,2} = \phi_5 \cdot \xi_1 \cdot M / a$$

Avec :

$$\sum Qr = \sum Qr, \max + \sum Qr^{\max}$$

$$\xi_1 = \frac{\sum Qr, \max}{\sum Qr}$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1$$

$$M = K \times Ls$$

$$M = K(\xi_1 - 0.5)L$$

a : espacement des galets de guidage ou des flasques de galets.

L : portée de la poutre.

$$\sum Qr = \sum Qr, \max + \sum Qr^{\max}$$

$$\sum Qr = 32.94 + 11.89 = 44.83t$$

$$\xi_1 = \frac{\sum Qr, \max}{\sum Qr} = \frac{32.94}{44.83} = 0.73$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0.73 = 0.27$$

$$M = K \times Ls$$

$$M = K(\xi_1 - 0.5)L$$

$$M = 22 \times (0.73 - 0.5) \times 20 = 101.2 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$H_{T,1} = \phi_5 \times \zeta_2 \times \frac{M}{a} = 1.5 \times 0.27 \times \frac{101,2}{3.6} = 11.415 \text{ KN}$$

$$H_{T,1} = \phi_5 \times \zeta_2 \times \frac{M}{a} = 11.415 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = \phi_5 \times \zeta_1 \times \frac{M}{a} = 1.5 \times 0.73 \times \frac{101,2}{3.6} = 31.613 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = \phi_5 \times \zeta_1 \times \frac{M}{a} = 31.613 \text{ KN}$$

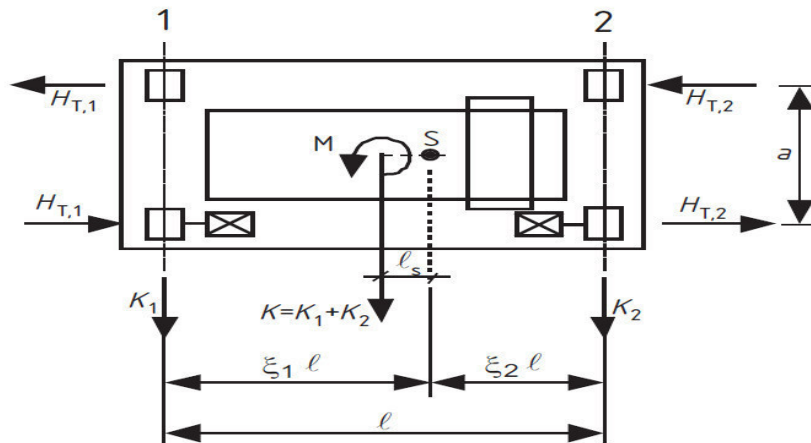


Fig. VI.7 : Définition des charges transversales HT,i.

VI.3.5. Charges horizontales $H_{S,i,j,k}$ et force de guidage S due l'obliquité de l'appareil de levage :

La force de guidage S et les forces transversales $H_{S,i,j,k}$ dues à l'obliquité peuvent être obtenues d'après :

$$S = f \cdot \lambda_s \cdot \sum Q_{r,max}$$

$$H_{s,1,j,L} = f \lambda_{s,1,j,L} \cdot \sum Q_{r,max}$$

$$H_{s,2,j,L} = f \lambda_{s,2,j,L} \cdot \sum Qr_{\max}$$

$$H_{s,1,j,T} = f \lambda_{s,1,j,T} \cdot \sum Qr_{\max}$$

$$H_{s,2,j,T} = f \lambda_{s,2,j,T} \cdot \sum Qr_{\max}$$

Ou :

f : est le coefficient non positif

$\lambda_{s,1,j,L}$: correspond aux coefficients de force.

L'indice i : correspond au rail.

L'indice j : correspond à la paire de galets.

K : la direction de la force (L : Longitudinal ; T : Transversal).

$$f = 0,3(1 - \exp(-250.\alpha)) \leq 0,3$$

la plus défavorable $f = 0$.

α : est l'angle d'obliquité

$$h = m\zeta_1\zeta_2 l^2 + \sum e_j^2 / \sum e_j$$

$$\lambda_s = 1 - (\sum e_j / n.h)$$

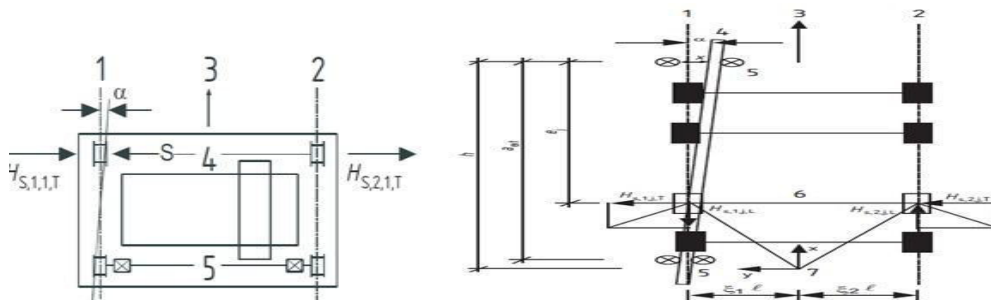


Figure VI. 8: Définition de l'angle α et la distance h.

Le coefficient de force $\lambda_{s,i,j,k}$ peut être déterminé d'après les expressions données dans le (Tableau IV-7) :

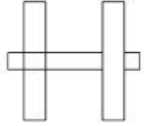
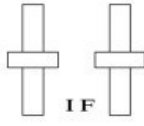
	Combinaison des paires de galets				h
	Couplés (C)		Indépendant (I)		
fixe/fixe FF			 I F		$\frac{m\xi_1\xi_2+\sum e_j^2}{\sum e_i}$
Système	$\lambda_{s,j}$	$\lambda_{s,1,j,L}$	$\lambda_{s,1,j,I}$	$\lambda_{s,2,j,L}$	$\lambda_{s,2,j,I}$
IFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	0	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$	0	$\frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$
CFE	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1\xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$	$\frac{\xi_1\xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$

Tableau VI. 6: Définition des valeurs $\lambda_{S,i,j,k}$.

Avec :

h : est la distance entre le centre de rotation instantané et le système de guidage concerné.

m : est le nombre de paires de galets accouplés (m = 0 pour des paires de galets indépendants).

$\epsilon_{1,1}$: est la distance entre le centre de rotation instantanée et le rail 1.

$\epsilon_{2,1}$: est la distance entre le centre de rotation instantanée et le rail 2.

L : est la portée de l'appareil.

e_j : est la distance entre la paire de galets j et le système de guidage concerné.

n : est le nombre de paires de galets.

➤ **Application**

On prend $f = 0,3$ (valeur la plus défavorable

$m = 0$ (galets indépendants).

$n = 2$ (deux paires de galets).

$e_1 = 0$ et $e_2 = e = 3.6m$

$$h = \frac{3.6^2}{3.6} = 3.6 m$$

$$\lambda_s = \frac{\sum e_j}{nh} = 1 - \frac{3.6}{2 \times 3.6} = 0.5 \lambda_{s,1,j,L} = 0$$

$$\lambda_{s,2,j,L} = 0$$

$$\lambda_{s,1,1,T} = \frac{0.2653}{2} + \left(1 - \frac{0}{3.6}\right) = 0.133$$

$$\lambda_{s,1,2,T} = \frac{0.2653}{2} + \left(1 - \frac{3.6}{3.6}\right) = 0$$

$$\lambda_{s,2,1,T} = \frac{0.7347}{2} + \left(1 - \frac{0}{3.6}\right) = 0,367$$

$$\lambda_{s,2,2,T} = \frac{0.7347}{2} + \left(1 - \frac{3.6}{3.6}\right) = 0$$

e_j	$\lambda_{s,1,j,L}$	$\lambda_{s,2,j,L}$	$\lambda_{s,1,j,T}$	$\lambda_{s,2,j,T}$
$e_1=0 \text{ m}$	0	0	0.133	0.367
$e_2=3,6\text{m}$	0	0	0	0

Tableau VI. 7: Valeurs des $\lambda_{s,i,j,k}$.

VI.4 Calcul des forces:

$$\text{De là : } S = f \times \lambda_s \times \sum Q_r = 0.3 \times 0.5 \times 448,34 = 67,251 \text{ kN}$$

$$S = f \times \lambda_s \times \sum Q_{r \text{ mas}} = 0.3 \times 0.5 \times 329,403 = 49,41 \text{ KN}$$

$$H_{s,1,j,1} = f \times \lambda_{s,1,j,1} \times \sum Q_{r \text{ mas}} = 0$$

$$H_{s,1,j,1} = f \times \lambda_{s,1,j,2} \times \sum Q_{r \text{ mas}} = 0$$

$$H_{s,1,j,1} = f \times \lambda_{s,1,1,T} \times \sum Q_{r \text{ mas}} = 0.3 \times 0.133 \times 329,403 = 13,14 \text{ KN}$$

$$H_{s,1,j,2} = f \times \lambda_{s,1,2,T} \times \sum Q_{r \text{ mas}} = 0.3 \times 0 \times 329,403 = 0$$

$$H_{s,2,j,1} = f \times \lambda_{s,2,1,T} \times \sum Q_{r \text{ mas}} = 0.3 \times 0.367 \times 329,403 = 36,3 \text{ KN}$$

$$H_{s,2,j,2} = f \times \lambda_{s,2,2,T} \times \sum Q_{r \text{ mas}} = 0.3 \times 0 \times 329,403 = 0$$

e_j	$H_{s,1,j,L}$	$H_{s,1,j,T}$	$H_{s,2,j,L}$	$H_{s,2,j,T}$
$e_1=0 \text{ m}$	0	13.14KN	0	36.3KN
$e_2=3,6\text{m}$	0	0	0	0

Tableau VI. 8: Valeurs des $H_{s,i,j,k}$.

VI.5-Dimensionnement de la poutre de roulement :

La longueur de travée est de (10) m (sur deux appuis simples).

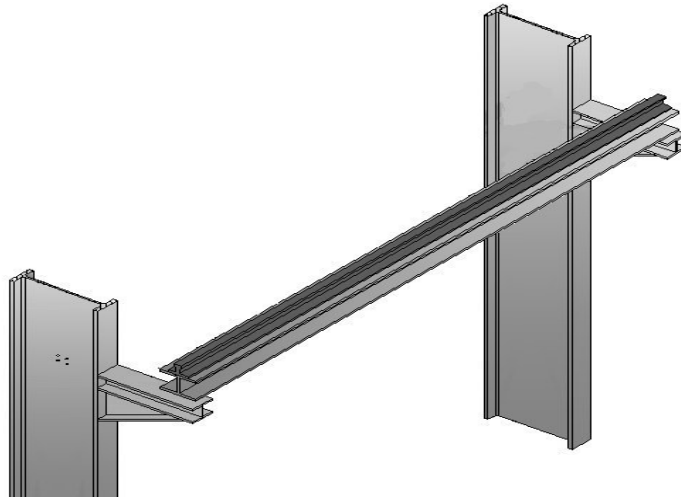


Figure VI. 9: Schéma de la poutre de roulement.

VI.5.1 Pré dimensionnement de la poutre de roulement :

- Travée de $L = 10\text{m}$ sur deux appuis simples
- Distance entre galets $e = 3.6\text{m}$

VI.5.2 Vérification de la flèche :

a) Flèche verticale :

La flèche admissible est: $\frac{l}{600} = \frac{10000}{600} = 16.67\text{mm}$



Figure VI. 10: Distance de $Q_{r,max}$ à l'extrémité de la poutre.

$$f_{v1} = \frac{Qr_{\max}(l-e)[3l^2 - (l-e)^2]}{48EI_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{600}$$

$$I_y = \frac{l \cdot Qr_{\max}(l-e)[3l^2 - (l-e)^2]}{48El}$$

$$I_y = \frac{600(164.701)(10000 - 3600)[3(10000)^2 - (10000 - 3600)^2]}{48(210)(10000)} \times 10^{-4} = 162530.08 \text{ cm}^4$$

$$I_y > 162530.08 \text{ cm}^4$$

Nous choisissons un **HEB650**

b)-flèche horizontale :

$$H_{s,2,j,T} = 36,3 \text{ kN} \text{ et } H_{T,2} = 31.613 \text{ kN}$$

(on prend $H_{s,2,j,T} = 36,3 \text{ kN}$)

$$I_{z,\text{semelle, sup}} = \frac{tf \times b^3}{12} = \frac{3.1 \times 30^3}{12} = 6975 \text{ cm}^4$$

$$fh = \frac{HT \times (l-e) \times [3 \times l^2 - (l-e)^2]}{48 \times E \times I_{z,\text{semelle, sup}}}$$

$$fh = \frac{36.3 \times (10000 - 3600) \times [3 \times 10000^2 - (10000 - 3600)^2]}{48 \times 210 \times 6975 \times 10^4} = 85.5 \text{ mm} \quad \mathbf{85,5 \text{ mm} > 16,667 \text{ mm}}$$

—————> **La condition n'est pas vérifiée**

Non vérifiée. Nous devons donc renforcer la semelle supérieure.

VI.5.3. Dimensionnement de poutre de freinage (raidisseurs) :

On a choisi **CAE 120×120×12**

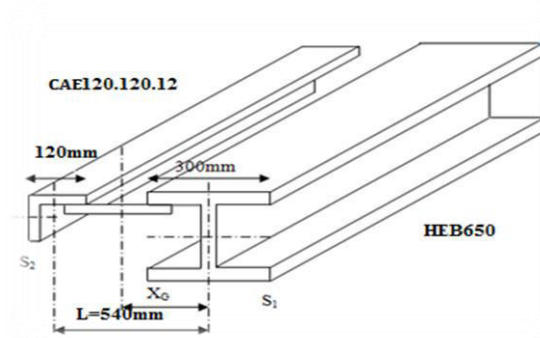


Fig.VI.11: Poutre de freinage

a) Détermination de l'inertie de la poutre (freinage) :

$$S_1 X_G = S_2 (L - X_G)$$

$$X_G = \frac{S_2 L}{S_1 + S_2}$$

L : distance entre axe de gravité de PDR et Cornière.

$$L = 54 \text{ cm}$$

S_1 : section de la membrure supérieure de HEB650

$$S_1 = b t_f = 30 \times 3,1 = 93 \text{ cm}^2$$

S_2 : section de cornière CAE 120 × 12

$$S_2 = 27,54 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 12,337 \text{ cm}$$

$$I_{eq} = I_{s_2} + I_{s_1} + \left((S_1 \times X_G^2) + (S_2 \times (l - X_G)^2) \right)$$

$$I_{eq} = 6975 + 367,67 + \left((93 \times 12,337^2) + (27,54 \times (54 - 12,337)^2) \right) = 69301,501 \text{ cm}^4$$

$$I_{eq} = 69301,501 \text{ cm}^4$$

VI.5.4 Vérification de la flèche après le renforcement de la semelle supérieur :

$$f_h = \frac{36.301 \times (10000 - 3600) \times [3 \times 10000^2 - (10000 - 3600)^2]}{48 \times 210 \times 69301.501 \times 10^4} = 8.61 \text{ mm}$$

$$8.61 \text{ mm} \geq 16.67 \text{ mm}$$

→ La condition est vérifiée

VI.5.5. Choix du rail :

Le choix du rail se fait en fonction de la charge de calcul au galet F_{wd} .

$$F_{wd} = \frac{2F_{wk, \max} + F_{wk, \min}}{3}$$

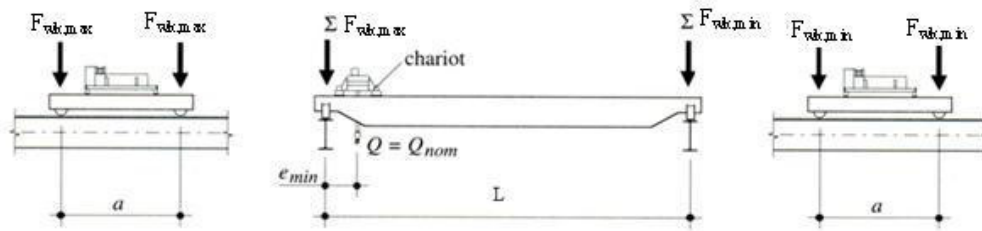


Figure IV-12 : Charge de calcul au galet

$$\Sigma F_{wk, \max} = \frac{1}{L} \left[(Q_c + Q_{nom}) \times (L - e_{min}) + \left(Q_p \times \frac{L}{2} \right) \right]$$

$$\Sigma F_{wk, \max} = \frac{1}{20} \left[(5 + 15) \times (20 - 1) + \left(19.5 \times \frac{20}{2} \right) \right] = 28.75t \quad \Sigma F_{wk, \max} = 28.75t = 287.5 \text{ KN}$$

(Pour deux galets)

$$F_{wk, \max} = \frac{\Sigma F_{wk, \max}}{2} = 143.75 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{wk, \min} = \frac{1}{L} \left[(Q_c + Q_{nom}) \times e_{min} + \left(Q_p \times \frac{L}{2} \right) \right]$$

$$\Sigma F_{wk, \min} = \frac{1}{20} \left[(5 + 15) \times 1 + \left(19.5 \times \frac{20}{2} \right) \right] = 10.75t = 107.5 \text{ KN} \quad \Sigma F_{wk, \min} = 107.5 \text{ KN}$$

(Pour un galet)

$$F_{wk, \min} = \frac{\sum F_{wk, \min}}{2} = \frac{107.5}{2} = 53.75KN$$

$$F_{wd} = \frac{2F_{wk, \max} + F_{wk, \min}}{3} = \frac{2 \times 143.75 + 53.75}{3} = 113.75KN$$

Pour notre cas, en a un pont roulant de 15t, et une réaction maximale de 11.375t on va choisir des rails à semelle large, du type **BURBACH** maintenue avec des crapauds

On choisit un rail A65 dont les caractéristiques sont :

Désignation	Surf Cm ²	Poids Kg/m	I _y cm ⁴	W _y Cm ³	I _y Cm ⁴	W _z Cm ³	H mm	K mm
A65	55.4	43.5	327	69.6	609	73.7	75	65

Les caractéristiques du crapaud A65 sont :

Désignation	2trous		B mm	A mm	B mm	C mm	D mm	g mm	h mm	J mm	K mm
	Larg mm	Poids Gr									
A65	120	820	87.7	60	22	38	17	7	24	22	29

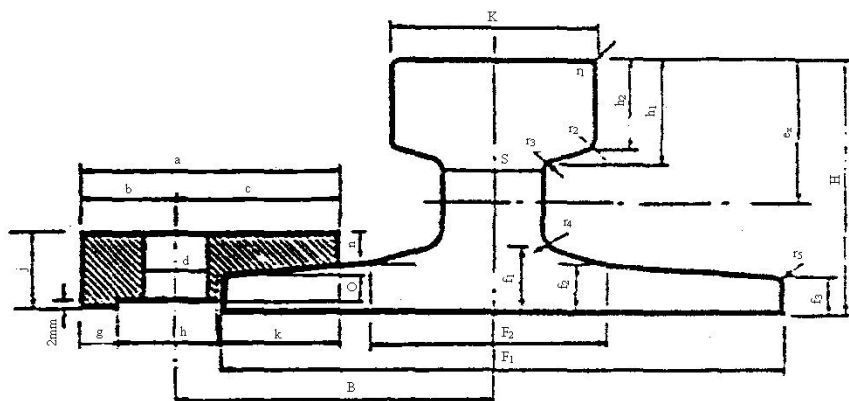


Figure VI– 13: Dessin d'un rail et d'un crapaud.

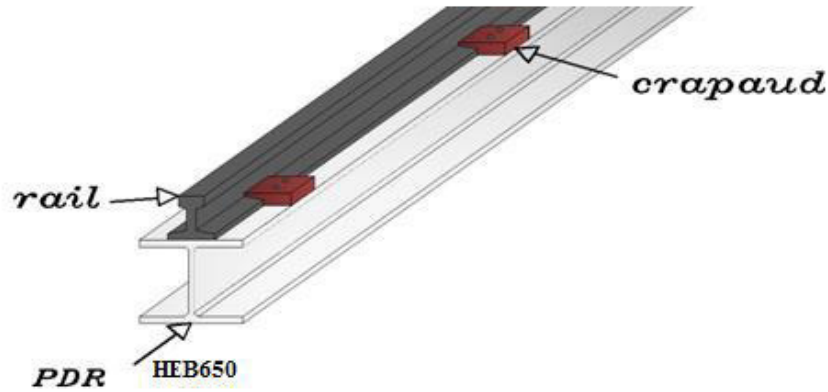


Figure VI. 14: Schéma (Poutre de roulement + rail).

VI.5.6. Vérification de la flèche verticale :

a) Charges concentrées :

$$f_{v1} = \frac{Qr_{\max}(l-e)[3l^2 - (l-e)^2]}{48EI_y}$$

$$f_{v1} = \frac{164.701 \times (10000 - 3600) \times [3 \times 10000^2 - (10000 - 3600)^2]}{48 \times 210 \times 210616.1 \times 10^4} = 12.86 \text{ mm}$$

b) Charges réparties :

Charges permanentes :

- Charge de rail : $G_1 = 0.435 \text{ kN/m}$
 - Charge de la poutre de roulement : $G_2 = 2.248 \text{ KN/m}$
 - Charges mobiles appliqués sur la passerelle : $G_3 = 10\% \text{ de } G_2 = 0.2248 \text{ KN/m}$
- $G = 2.248 + 0.435 + 0, 2248 = 2.91 \text{ KN/m}$

$$f_{v2} = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{v2} = \frac{5 \times 2.91 \times 10^{-3} \times 10000^4}{384 \times 210 \times 210616.1 \times 10^4} = 0.86 \text{ mm}$$

$$F_{v1} + f_{v2} = 12,86 + 0,76 = 13.72 \text{ mm} < 16.67 \text{ mm}$$

→ Condition vérifiée.

VI.6.Evaluation des charges :**VI.6.1Charges verticales :****VI.6.1.1Calcul du moment max :**

$$M_{\max} = \frac{Qr_{\max} \times (2L - e)^2}{8L} \quad \text{si } e < 0,586 L$$

$$M_{\max} = \frac{Qr_{\max} \times L}{4} \quad \text{si } e > 0,586L$$

Comme: $e = 3,6$ et $L = 10$

Donc :

$$M_{\max} = \frac{164,7 \times (2 \times 10 - 3,6)^2}{8 \times 10} = 553,72 \text{ KN.m} \quad \text{si } 3,6 < 5,86$$

$$M_{\max} = 553,72 \text{ KN.m}$$

VI.6.1.2Calcul de l'effort tranchant max :

$$2Qr_{\max} = R_A + R_B$$

Le moment par rapport à B : $M_B = R_A \cdot L - Qr_{\max} \cdot L - Qr_{\max} (L - e) = 0$.

$$T_{\max} = R_A = \frac{2Qr_{\max} \cdot L - Qr_{\max} \cdot e}{L}$$

$$T_{\max} = \frac{2 \times 164,701 \times 10 - (164,701 \times 10)}{10} = 270,11 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 270,11 \text{ KN}$$

VI.6.2 .Charges horizontales transversales :

$$H_{s,2,j,T} = 36,3 \text{ kN} > H_{T,2} = 31,6 \text{ KN}$$

VI.6.2.1 Moment fléchissant :

Calcul du moment fléchissant maximal dû aux charges roulantes

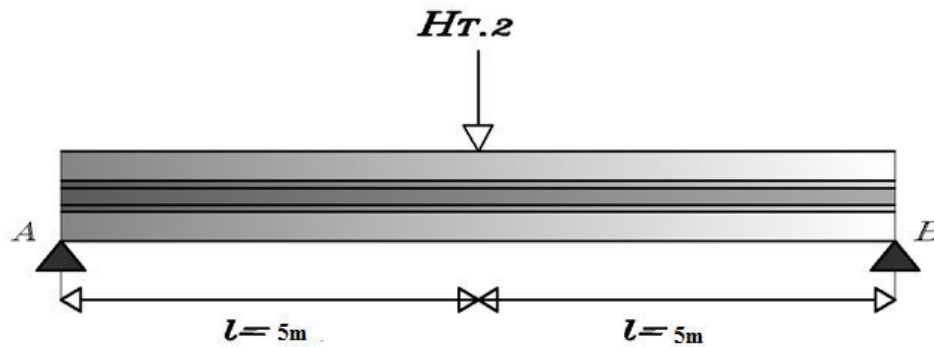


Figure VI.15 : Disposition de la charge horizontale sur PDR des chariots

VI.6.2.2 Calcul du moment max :

En utilisant les lignes d'influence:

$$M(x) = x \left(1 - \frac{x}{l}\right) \times H_{s,2,j,T}$$

$$M\left(\frac{l}{2}\right) = \left(\frac{10}{4}\right) \times 36.301 = 90.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 90.75 \text{ KN.m}$$

VI.6.2.3 Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est max lorsque la charge sera exactement sur l'un des appuis.

$$T_{\max} = H_{s,2,j,T} = 36.3 \text{ KN}$$

VI.6.2.4 Charges horizontales longitudinales

$$N = H_{L.1} = H_{L.2} = 16.5 \text{ KN}$$

Résumé des charges :

Charges	Verticales	Horizontales transversales	Horizontales longitudinales
R_A	135.05KN	/	/
R_B	194.35KN	/	/
M_{\max}	553.72KN.m	90.75KN	/
T_{\max}	270.11KN	36.3KN	/
N	/	/	16.5KN

VI-7- Combinaison des charges :**VI.7.1 Charges verticales :****VI.7.1.1 Les charges permanentes :**

- Charge de rail : $G_1=0.435$ kN/m
 - Charge de la poutre de roulement : $G_2=2.248$ KN/m
 - Charges mobiles appliqués sur la passerelle : $G_3= 10\%$ de $G_2 = 0.2248$ KN/m
- $G=2.248 +0.435 +0, 2248 =2.91$ KN/m

$$M_G = \frac{2.91 \times 10^2}{8} = 36.37 \text{ KN.m}$$

VI.7.1.2. Les charges variables**Charges verticales :**

$$M_{\max}=553.72 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max}=270.11 \text{ KN}$$

Combinaison des charges verticales (efforts):

	Efforts	Résultantes
ELS	$(G \times l) + T_{\max}$	299.21 KN
ELU	$1,35(G \times l) + 1,5T_{\max}$	444.45 KN

Combinaison des charges verticales (moments):

	Efforts	Résultantes
ELS	$M_G + M_{\max}$	590.1 KN.m
ELU	$1,35M_G + 1,5M_{\max}$	879.69 KN.m

VI.7.2.charges horizontales :

$$M_{\max}=90.75\text{KN.m}$$

$$T_{\max}=36.3\text{KN}$$

Combinaison des charges horizontales (efforts):

	Efforts	Résultantes
ELS	T_{\max}	36.3KN.m
ELU	$1,5T_{\max}$	54.45KN.m

Combinaison des charges horizontales (moments):

	Efforts	Résultantes
ELS	M_{\max}	90.75KN.m
ELU	$1,5M_{\max}$	136.13KN.m

IV-7-3- Charges horizontales longitudinales :

$$N=16.5\text{KN}$$

VI.8.Vérification a la flexion bi-axiale :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{el.y.rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{el.z.rd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

avec : $\alpha=2, \beta=1$ pour les profilés en H.

$M_{y.sd}$: moment fléchissant maximale verticale $M_{y.sd}=879.69\text{KN.m}$

$M_{z.sd}$: moment fléchissant maximale transversale $M_{z.sd}=136,13\text{KN.m}$

Classe du profile :➤ **Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{534}{16} = 33.38 \leq 72\varepsilon = 66.24 \rightarrow \text{Âme de classe 1}$$

➤ **Classe de semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)/2}{t_f} = \frac{115}{31} = 3.71 \leq 10\varepsilon = 9.2 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1 $\rightarrow \gamma_{M0} = 1.1$

$$M_{el,rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; \gamma_{M0} = 1.1$$

$$M_{el,yrd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6480.5 \times 10^3 \times 0.275}{1.1} = 1.62 \times 10^6 \text{ KN.mm} = 1.62 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,zrd} = \frac{W_{elz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{932 \times 10^3 \times 0.275}{1.1} = 2.33 \times 10^5 \text{ KN.mm} = 233 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{879.69}{1620} \right]^2 + \left[\frac{136.125}{233} \right] = 0.88 \leq 1$$

→ **Donc la condition est vérifiée**

VI.9.Vérification a l'effort tranchant :

$$V_{sd,max} \leq V_{el,rd}$$

$V_{sd,1}$: l'effort tranchant vertical

$$V_{sd,1} = 444.45 \text{ KN}$$

$V_{sd,2}$: l'effort tranchant transversal

$$V_{sd,2} = 54.45 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = V_{sd,1} = 444.45 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 12200 \text{ m}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{12200 \times 0.275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 1760.92 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 444.45 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 1760.92 \text{ KN}$$

—————→ *Condition vérifiée.*

VI.10. Vérification au moment et à l'effort axial :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{el,rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{el,rd}} \right)^2 \leq 1$$

➤ **Suivant l'axe y-y' :**

$$M_{y,sd} = 879.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,y,rd} = 1620.13 \text{ KN.m}$$

$$N = 16.5 \text{ KN}$$

$$N_{el,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$N_{el,rd} = 7157.5 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \left(\frac{879.69}{1620.13} \right) + \left(\frac{16.5}{7157.5} \right)^2 = 0.54 \leq 1$$

—————→ *La condition est vérifiée*

➤ **Suivant l'axe z-z' :**

$$M_{z,sd} = 136.125 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,z,rd} = 233 \text{ KN.m}$$

$$N = 16.5 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{136.125}{233} \right) + \left(\frac{16.5}{7157.5} \right)^2 = 0.58 \leq 1$$

—————→ *La condition est vérifiée*

VI.11. Vérification au déversement :

$$M_{sd, \max} \leq M_{b, rd}$$

Tel que :

$$M_{sd, \max} = M_{y, sd} = 879.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{et : } M_{b, rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (profil de classe 1) et $\gamma_{M1} = 1.1$.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left(\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0.5}} \quad ; \quad \varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} : Coefficient d'imperfection de déversement.

$\alpha_{LT} = 0,21$ (profilé laminé)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g)^2 \right]^{0,5} - (C_2 Z_g) \right\}$$

Les coefficients C_1, C_2 s'obtiennent à partir du diagramme de moment : $C_1 = 1,132$ et

$$C_2 = 0,459 \quad (\text{EC03 Page 419}).$$

$$z_g = \frac{h}{2} = \frac{650}{2} = 325 \text{ mm}$$

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459 ; \quad \frac{k}{k_w} = 1 ; \quad I_w = \frac{I_z \cdot (h_s)^2}{4} ; \quad h_s = h - t_f.$$

I_t : inertie de torsion ($I_t = 739,20 \text{ cm}^4$).

I_w : inertie de gauchissement.

$$I_w = \frac{I_z \times h_s^2}{4}$$

$$h_s = h - t_f = 650 - 16 = 634 \text{ mm}.$$

$$h_s = 63,4 \text{ cm}$$

$$I_w = 14047759,27 \text{ cm}^6;$$

G : module de cisaillement ($G = 8077000 \text{ N/cm}^2$)

$$C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} = (1,132) \frac{3,14^2 \times 210 \times 13979,4 \times 10^4}{(10000)^2} = 3276,525 \text{ KN}$$

$$\frac{I_w}{I_z} = \frac{14047759,27}{13979,4} = 1004,89 \text{ cm}^2$$

$$\frac{(k.L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} = \frac{(10000)^2 \times 80,77 \times 739,2 \times 10^4}{(3,14)^2 \times 210 \times 13979,4 \times 10^4} \times 10^{-2} = 2062,742 \text{ cm}^2$$

$$(C_2 \cdot Z_g)^2 = (0,459 \times 32,5)^2 = 222,53 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = 3276,525 \times \left[\left\{ 1004,89 + 2062,742 + 222,53 \right\}^{0,5} - 14,9175 \right] = 139063,7 \text{ KN.cm}$$

$$M_{cr} = 1390,637 \text{ KN.m}$$

Élancement réduit :

L'élancement réduit s'obtient à partir de la formule suivante: $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{1 \times 7319.9 \times 10^{-3} \times 0,275}{1390,637} \right]^{0,5} = 1,203$$

1.203 > 0,4 \longrightarrow **risque de déversement**

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ Section de classe 1 ; et : $\gamma_{M1} = 1,1$.

$$\text{Et : } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}, \quad \phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (1,203 - 0,2) + 1,203^2) = 1,33$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,33 + \sqrt{(1,33)^2 - (1,203)^2}} = 0,528 < 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,528 \times 1 \times 7319.9 \times 10^3 \times 0,275}{1,1} \times 10^{-3} = 966,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,max} = 879,69 \text{ KN.m} < M_{brd} = 966,23 \text{ KN.m}$$

\longrightarrow **Condition vérifiée.**

VI.12. Vérification a l'écrasement :

$$R_{sd} < R_{y,Rd}$$

Avec :

$$R_{sd} = Q_{r,max} = 164,701 \text{ KN}$$

$$\sigma_{f.Ed} = \frac{M_{max}}{W_{el.y}} = \frac{553.72}{6480.5 \times 10^{-6}} = 85444.64 \text{ KN/m}^2 = 0.08544 \text{ KN/m}^2$$

$$S_y = k_R \cdot \left[\frac{I_f + I_R}{t_w} \right]^{1/3} \left[1 - (\gamma_{M0} \cdot \sigma_{f.Ed} / f_{yf})^2 \right]^{0.5}$$

$k_R = 3.25$ (le rail du pont est monté directement sur la semelle)

$$I_f = \frac{b \times t_f^3}{12} = 744775 \text{ mm}^4$$

$$I_R = 327 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$t_w = 16 \text{ mm}$$

$$S_y = 191.84 \text{ mm}$$

$$R_{y,Rd} = 767.37 \text{ KN}$$

$$R_{sd} = 164.7 \text{ KN} < R_{y,Rd} = 767.37 \text{ KN}$$

—————→ (La condition est vérifiée)

La résistance à l'écrasement est vérifiée pour HEB650.

VI.13. Vérification a l'enfoncement local :

➤ 1^{ère} condition :

$$F_{sd} = Q_{r,max} = 164.7 \text{ KN}$$

$$R_{a,Rd} = 0.5 t_w^2 \times (E f_{yw})^{0.5} \left[\left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{0.5} + 3 \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \left(\frac{S_s}{d} \right) \right] / \gamma_{M1}$$

$$\frac{S_s}{d} = 0.2$$

$$R_{a,Rd} = 0.5 \times 16^2 \times (210 \times 0.275)^{0.5} \times \left[\left(\frac{31}{16} \right)^{0.5} + 3 \times \left(\frac{16}{31} \right) \times (0.2) \right] / 1.1 = 1504.68 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 164.7 \text{ KN} < R_{a,Rd} = 1504.67 \text{ KN}$$

—————→ La condition est vérifiée

➤ **2ème condition :**

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{sd} = M_{\max} = 553.72 \text{ KN.m} = 16020.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{64080.5 \times 10^3 \times 0.275}{1.1} = 16020.13 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 553,7 \text{ KN.m} < M_{c,Rd} = 16020,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

→ **La condition est vérifiée.**

➤ **3ème condition**

$$\frac{F_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} \leq 1.5$$

$$\frac{164,701}{1504,682} + \frac{553,724}{16020,125} = 0.144$$

$$\frac{F_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} = 0.144 \leq 1.5$$

→ **Conditions est vérifiées.**

VI.14.Vérification a la résistance au voilement :

La résistance de calcul $R_{b,Rd}$ au violement d'âme d'un profilé I ou H est déterminée en étudiant le flambement de l'âme considérée comme un élément virtuel comprimé

$$\frac{d}{t_w} \leq k \left(\frac{E}{f_{yf}} \right) \left[\frac{A_w}{A_{fc}} \right]^{0.5}$$

. Avec :

$$A_w : \text{Aire de l'âme } A_w = t_w \times d = 16 \times 534 = 8544 \text{ mm}^2$$

$$A_{fc} : \text{aire de la semelle comprimée } A_{fc} = t_f \times b = 9300 \text{ mm}^2$$

$$\frac{d}{t_w} = 33.38 \leq 0.3 \left(\frac{210}{0.275} \right) \left[\frac{8544}{9300} \right]^{0.5} = 210.47$$

$$33,38 < 210,47$$

→ **Donc la condition est vérifiée et pas de risque de voilement.**

VI.15.Conclusion :

Les chemins de roulement sont sollicités par des charges importantes, généralement concentrées et mobiles.

- HEB650 résiste aux différentes charges roulantes verticales, il nécessite un renforcement pour supporter les charges horizontales, donc on l'adopte comme poutre de roulement.

Et pour les autres éléments on adopte :

- Le Rail A65.

Chapitre VII : Etude sismique

Hangar (20m × 60m × 16.05m)

VII.1. Introduction :

Afin d'éviter tout risque de ruine qui pourra surgir lors d'un éventuel séisme nous avons jugés une étude sismique primordiale.

De ce faite nous allons consacrer ce chapitre au calcul de l'effort sismique maximal qui Menacera notre structure lors d'un séisme. Dans ce contexte nous allons calculer les efforts Tranchants dus au séisme.

Les efforts tranchants trouvés seront combinés avec les surcharges d'exploitation et les Charges permanentes. Nous utiliserons les résultats pour le dimensionnement de l'ossature Principale de notre structure.

VII.2 .Différents méthodes :

Le RPA 99 propose trois méthodes de calcul

- 1 – méthode statique équivalente
- 2 – méthode d'analyse modèle spectrale
- 3 – méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VII.3.Choix de la méthode dans notre cas :

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, Nommé méthode statique équivalente, pour quelle soit appliqué, il faut que la structure vérifie Un certain nombre de conditions

VII.3.1.Condition d'applications : (Voir article n°4.2 Page 38 de RPA 99 / version 2003).

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régulation en plan et en élévation, il est situé Dans la zone sismique I : (TEBESSA) .Et il a une hauteur de 16.05 m inférieur 30m. Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente

VII.3.2.Principe de la méthode statique équivalente :

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action Sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

VII.3.3.Calcul de l'effort tranchant V a la base :

L'effort sismique totale applique à la base du structure est donné par la formule suivant : (voir RPA 4.1.3 Page 39)

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

Avec :

V : effort tranchant totale agissant à la base de la structure dans les deux directions Horizontale est orthogonale (longitudinale V_x , transversale V_y).

A : Coefficient d'accélération des zones.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids actif de la structure.

R : coefficient de comportement global de la structure.

a) Détermination du coefficient d'accélération de zone A :

(Voir RPA 99 / version 2003 tab 4.1 Page 40).

Le hangar (bâtiment a industriels) est classé dans le groupe 2 et il est situé en zone Sismique I.

A = 0.08

b) Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante :
(Voir RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 40).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta. & \text{Si.....} 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3}. & \text{Si.....} T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2 / 3.0)^{2/3} \times (3.0 / T)^{5/3} & \text{Si.....} T \geq 3.0s \end{cases}$$

T2 : période caractéristique associé à la catégorie du site.

(Voir RPA 99 /version 2003 tab 4.7 Page 48).

Site : **S3** : site meuble (voir RPA 99 /version 2003 tab 3.2 Page 28).

D'où : **T2 = 0.50s**

ξ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique (Voir RPA 99 / V 2003 tab 4.2 Page 40).

- Remplissages dense
 - Portique en acier
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \text{Remplissages dense} \\ \text{Portique en acier} \end{matrix}} \right\} \xi = 5\%$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

(Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.3 Page40).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Puisque : $\varepsilon = 5\% \Rightarrow \eta = 1$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule empirique
Suiivante :

➤ **Dans le sens transversal :**

Le système de contreventement dans le sens transversale et de type portique auto stable
en acier avec remplissage en maçonnerie $C_t = 0.05$

$$\text{avec } T = \min \begin{cases} C_T \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad (\text{Voir RPA 99 / V 2003 Page 45et 46}).$$

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base jusqu'au dernier niveau

Dans notre cas $h_N = 16.05m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6
Page 45).

$D = 20m$: est la dimension du hangar mesurée a sa base dans la direction de calcule
Considérée.

Donc:

$$\text{avec } T = \min \begin{cases} 0.05 \times (16.05)^{3/4} = 0.4s \\ 0.09 \frac{16.05}{\sqrt{20}} = 0.32s \end{cases}$$

Donc:

$$T_x = 0.32s$$

➤ **Dans le sens longitudinal :**

Le système de contreventement dans le sens longitudinale de type portique auto stable en Acier avec remplissage en maçonnerie $C_t = 0.05$

$$\text{avec } T = \min \begin{cases} C_t \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases} \text{ (Voir RPA 99 / V 2003 Page 45 et 46).}$$

$D = 60 \text{ m}$: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calculée.
Considérée.

Donc:

$$\text{avec } T = \min \begin{cases} 0.05 \times (16.05)^{3/4} = 0.4s \\ 0.09 \frac{16.05}{\sqrt{60}} = 0.19s \end{cases}$$

Donc:

$$T_y = 0.19s$$

On est dans le cas où $0 \leq T \leq T_2$ et d'après la formule (4.2) de RPA / V 2003 on aura :

$D = 2.5$

c) Détermination du facteur de qualité Q:

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad (\text{Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.4 Page 44}).$$

Critère	p_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1

Tableau.VII.1 : Facteur de qualité

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

d) Détermination de R :

On prend la valeur de R.....(voir tableau (4.3) (p42))

On a :

Catégorie : B (acier)

Sens transversale : portique auto stable ordinaire : $R_X = 4$

Sens longitudinale : portique auto stable ordinaire : $R_Y = 4$

e) calcul du poids actif soumis au séisme W :

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule (4.5) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du au charges permanents.

W_{Qi} : Poids du au charges d'exploitation.

β : coefficient de pondérationtableau 4.5

Donc : $\beta = 0.4$ (hangar)(Voir RPA p 45)

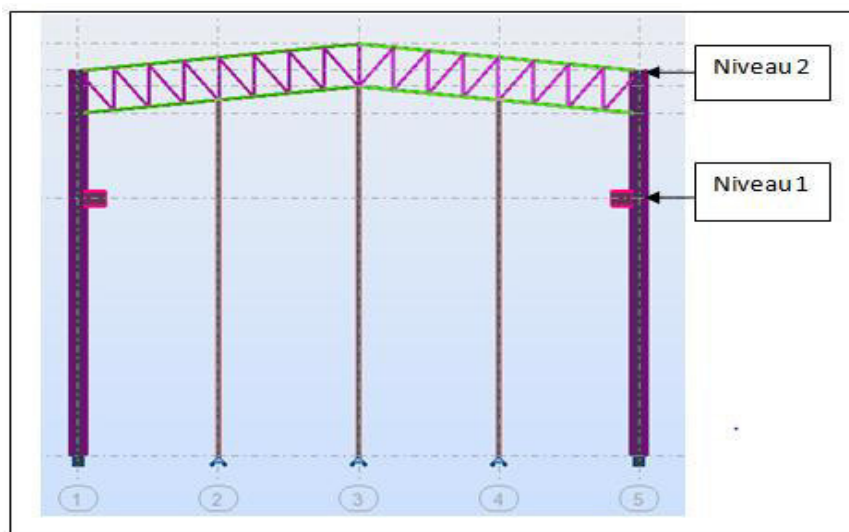


Fig.VII.1. Répartition par niveau

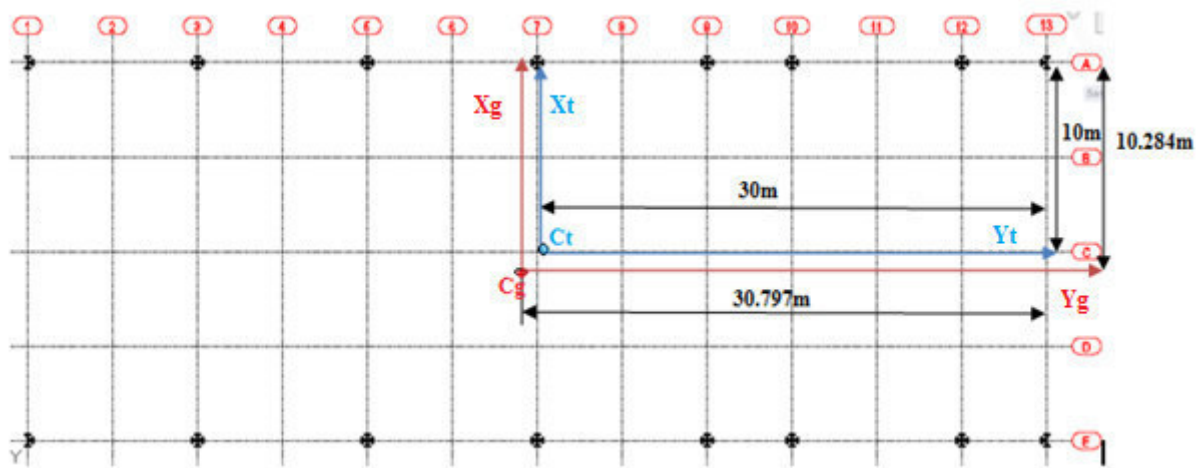


Fig.VII.7. : Présentation le centre de masse et de torsion (voir calculs page141-142)

➤ Pour 1^{er} niveau :

Elément	Section	Masse KN/m	Masse /élément (KN)	Hauteur (m)	Nombre	Poids total (KN)
Poteau composée	2HEB650	4.496KN/m	44.96	10	16	719.36
Potelet pig	IPE450	0.776KN/m	7.76	10	3	23.28
Potelet long1	IPE 400	0.663KN/m	6.63	10	5	33.15
Lisse	UPN120	0.133KN/m	0.665	5	80	53.2
Console	HEB650	2.248KN/m	2.248	1	16	35.968
Pont roulent 15t	/	/	/	/	/	245
PDR	HEB650	2.248KN/m	22.48	10	12	269.76
P. de freinage	L120×120× 12	0.2162KN/m	2.162	10	12	25.944
Rail	A65	0.435KN/m	4.35	10	12	52.2
bardage	LL35	0.14KN/m ²	/	/	/	67.2
Sablier	HEA240	0.603KN/m	6.03	10	12	72.36
mur	1KN/m ²	/	/	/	/	320
/	/	/	/	/	/	1970.622

Tableau .VII.2 : Les charges permanentes pour 1^{er} niveau

➤ Pour 2^{ème} niveau :

Elément	Section	Masse KN/m	Masse /élémen t (KN)	Hauteur (m)	Nomb re	Poids total (KN)
Poteau composée	2HEB650	4.496KN/ m	22.48	5	16	359.68
Potelet pig	IPE450	0.776KN/ m	3.37 3	(4.34 ; 3.87)	3	9.38
Potelet long1	IPE 400	0.663KN/ m	2.214	3.34	5	11.07
Potelet long2	IPE 120	0.104KN/ m	0.35	3.34	5	1.75
Lisse	UPN120	0.133KN/ m	0.665	5	140	93.1
Contrevente ment	L70× 7	0.0738KN /m	0.523 ;0.41	(7.09 ; 5.6)	8 ; 56	27.144
Diagonal- montant	┘ ┘ 80X8	0.1926KN /m	0.38 ;0.32 0.4	1.97 ; 1.66 2.08	208;267 96	202.88
Membrane inf.-sup ┘ ┘ 100	┘ ┘ 100	0.3008KN /m	3.02	10.05	52	157.04
Couverture	panneaux sandwiche +accessoire	0.17KN/m ²	/	1206m ²	/	205.02
Ciseaux L70× 7	L70× 7	0.0738KN /m	0.39	5.27	120	46.8
Panne	IPE140	0.129KN/ m	0.645	5	216	139.32

		m				
Membrure inf.-sup	HEA200	0.423KN/m	4.23	10	24	108.54
		m	0.702	1.66	10	
Bardage	LL35	0.14KN/m ²		721.2m ²		100.968
Totale						1462.692

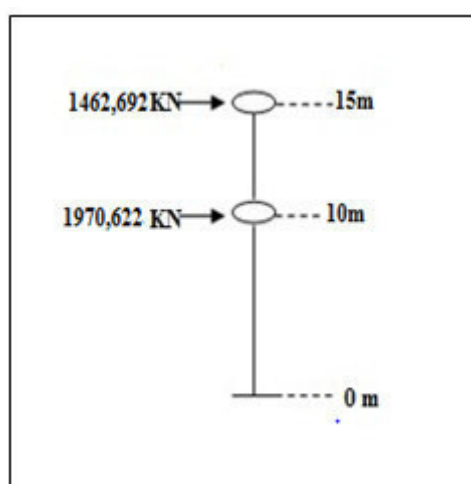
Tableau .VII.3: Les charges permanentes pour 2^{er} niveau

Fig.VII.3. Répartition des masses par niveau

➤ **Charge d'exploitation :**

Pour 1^{er} niveau 100 KN.

Pour 2^{eme} niveau 0KN.

Niveaux	W_{gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	$0.4W_{Qi}$ (KN)	W_i (KN)
1 ^{er} niveau	1970.622	100	40	2010.622
2 ^{eme} niveau	1462.692	0	0	1462.692
Total				3473.314

Tableau .VII.4: Poids total de la structure

Résumé des résultats obtenus par la méthode équivalente.

➤ **Sens transversal :**

$$V = \frac{0.08 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 3473.314 = 208.39 \text{ KN}$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$V = \frac{0.08 \times 2.5 \times 1.20}{4} \times 3473.314 = 208.39 \text{ KN}$$

D'où l'effort sismique globale agissant à la base $\longrightarrow V = 208.39 \text{ KN}$

VII.3.4. Distribution de la force sismique sur les niveaux :

La résultante des efforts sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la Structure.

Selon les formules suivantes (voir la formule (4-10) (p46)).

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

$F_t = 0$: Puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure 0.7s

T_x et $T_y < 0.7\text{s}$ donc $F_t = 0$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \dots \dots \dots (\text{RPA formule (4-11) p(47)})$$

$$F_1 = \frac{V \cdot W_1 \cdot h_1}{(W_1 \cdot h_1) + (W_2 \cdot h_2)}$$

$$F_2 = \frac{V \cdot W_2 \cdot h_2}{(W_1 \cdot h_1) + (W_2 \cdot h_2)}$$

Les résultants de la distribution de la force sismique globale V est résumées dans le tableau Suivante :

Niveaux	Wi (KN)	Hi (m)	Wi.hi kN/m	F (transversal) KN	F (longitudinal) KN
1 ^{er} niveau	2010.622	10	20106.22	99.65	99.65
2 ^{eme} niveau	1462.692	15	21940.38	108.74	108.74

VII.4. Répartition des efforts entre les portiques:

Cette répartition dépend essentiellement de la rigidité et de l'excentricité.

Notre bâtiment possède une symétrie en plan et en régularité en inertie de la on peut déduire (sans faire de calcul) le centre de masse et le centre de torsion.

a) Centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse C_g (X_g, Y_g) sont données par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \\ et \\ Y_g = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \end{array} \right\} \text{ pour notre structure on a : } \left\{ \begin{array}{l} X_g = 10.284m \\ Y_g = 30.797m \end{array} \right\}$$

b) Centre de torsion:

Les coordonnées du centre de torsion C_t (X_t, Y_t) sont données par la formule suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_t = \frac{\sum Ix_i X_i}{\sum Ix_i} \\ et \\ Y_t = \frac{\sum Iy_i Y_i}{\sum Iy_i} \end{array} \right\} \text{ pour notre structure on a : } \left\{ \begin{array}{l} X_t = 10m \\ Y_t = 30m \end{array} \right\}$$

c) Excentricité:

➤ Excentricité réel :

$$\left. \begin{array}{l} \{ex = Xg - Xg\} \\ \{ey = Yg - Yc\} \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} \{ex = 10.284 - 10 = 0.284\} \\ \{ey = 30.797 - 30 = 0.797\} \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} \{ex = 0.284\} \\ \{ey = 0.797\} \end{array} \right\}$$

➤ Excentricité théorique :

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension.

$$e = ex = ey = MAX \left\{ \begin{array}{l} MAX \left\{ \begin{array}{l} ex = 0.284 \\ ey = 0.797 \end{array} \right\} \\ \frac{5\% [20] = 1}{5\% [60] = 3} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} ex = 1m \\ ey = 3m \end{array} \right\}$$

- La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions OX et OY , se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stable respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant:

- l'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se fait à l'aide de la formule

Suivante :

$$F_i^k = F_k \times \left[\left(\frac{I_i}{\sum I_i} \right) + \left(\frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right) \right]$$

F_i^k : La force sismique qui revient à la file i du niveau k

$F_k \frac{I_i}{\sum I_i}$: Contribution due à la translation.

d_i : la distance entre la file i et le centre de torsion suivant la direction XX ou YY .

➤ **Sense transversal :**

$$F_t = 99.65 \text{ KN} ; F_t = 108.74 \text{ KN}$$

$$e_x = 1m , 2 I_y = (2\text{HEB650})$$

	F_{iT}	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	e_x	$I_{yi} \cdot d_i$		$\sum I_y \cdot d_i^2$	$F_i^j \text{ (KN)}$	
N_1	99.65	$\frac{2I}{16I} = 0.125$	1	1	$2I \times 30$	$6050I$	1	13.37
				2	$2I \times 20$		2	13.07
				3	$2I \times 10$		3	12.76
				4	$2I \times 0$		4	12.46
				5	$2I \times 10$		5	12.76
				6	$2I \times 15$		6	12.91
				7	$2I \times 20$		7	13.07
				8	$2I \times 30$		8	13.37
N_2	108.74	$\frac{2I}{16I} = 0.125$	1	1	$2I \times 30$	$6050I$	1	14.57
				2	$2I \times 20$		2	14.26
				3	$2I \times 10$		3	13.92
				4	$2I \times 0$		4	13.59
				5	$2I \times 10$		5	13.92
				6	$2I \times 15$		6	14.03
				7	$2I \times 20$		7	14.26
				8	$2I \times 30$		8	14.57

Tableau.VII 5. Distribution des efforts sismique sur chaque fille niveau 1 niveau 2 Sens transversale

➤ **Sens longitudinale :**

$$F_t = 99.65 \text{ KN}; F_t = 108.74 \text{ KN}; e_y = 3m ; I_z = (2\text{HEB650})$$

	F_{iT}	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	e_y	$I_{yi} \cdot d_i$		$\sum I_y \cdot d_i^2$	$F_i^j (KN)$	
				A	E		A	E
N_1		$\frac{8I}{16I} = 0.5$	3	$8I \times 10$	$8I \times 10$	$1600I$	64.77	64.77
N_2		$\frac{8I}{16I} = 0.5$	3	$8I \times 10$	$8I \times 10$	$1600I$	70.86	70.86

Tableau.VII.6. Distribution des efforts sismique sur chaque fille niveau 1 niveau 2 Sens longitudinale

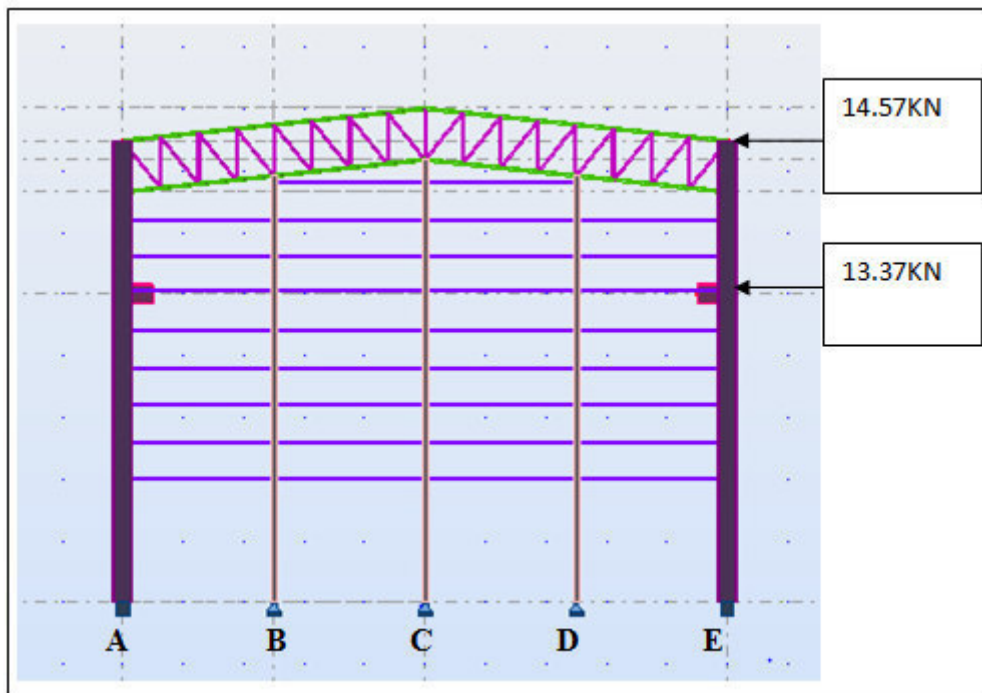


Figure VII .4: Distribution de la force sismique sur 2eme portiques le plus chargé (file 1) sens transversale

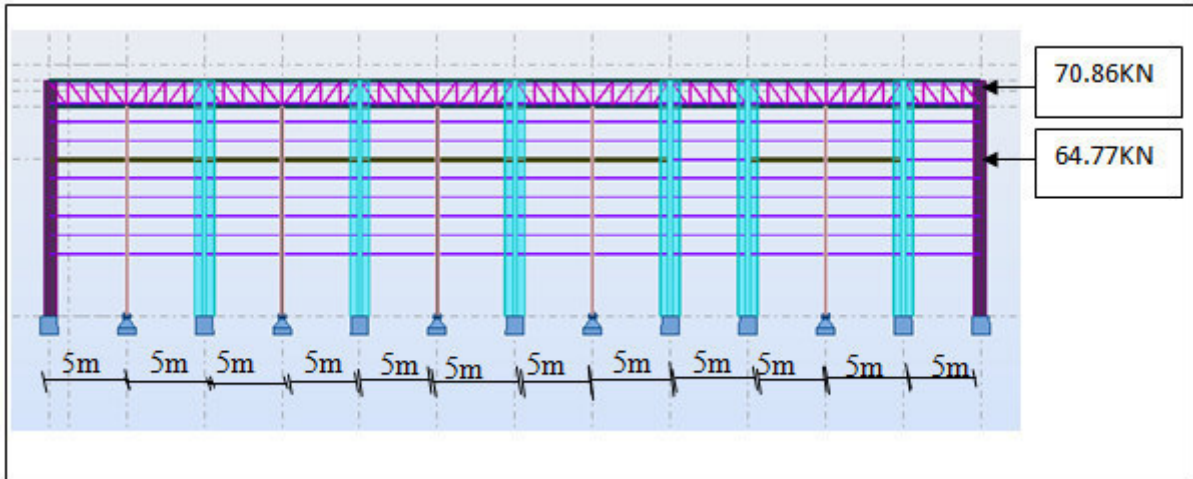


Figure VII.5 : Distribution de la force sismique sur les files de Sens longitudinale

Hangar ($20m \times 5m \times 16.05m$)

VII.5. Introduction :

L'évolution de l'action sismique est basée sur la nouvelle version **RPA99/versions 2003**. Ce document propose des méthodes de calcul, et des recommandations parasismiques. L'expérimentation de ce règlement dans la construction métallique est l'un des objectifs Essentiels de notre projet de fin d'étude.

VII.6. Différents méthodes :

Le RPA 99 propose trois méthodes de calcul

- 1 – méthode statique équivalente
- 2 – méthode d'analyse modèle spectrale
- 3 – méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VII.7. Choix de la méthode dans notre cas :

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, nommée méthode statique équivalente, pour quelle soit appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions

VII.7.1. Condition d'applications : (Voir article n°4.2 Page 38 de RPA 99 / version 2003).

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régulation en plan et en élévation, il est situé

Dans la zone sismique I : (TEBESSA) .Et il a une hauteur de 16.05 m inférieur 30m.

Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente

VII.7.2.Principe de la méthode statique équivalente :

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action Sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

VII.7.3.Calcul de l'effort tranchant V a la base :

L'effort sismique totale applique à la base du structure est donné par la formule suivant :
(voir RPA 4.1.3 Page 39)

Avec :

V : effort tranchant totale agissant à la base de la structure dans les deux directions Horizontale est orthogonale (longitudinale V_x , transversale V_y).

A : Coefficient d'accélération des zones.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids actif de la structure.

R : coefficient de comportement global de la structure.

a) Détermination du coefficient d'accélération de zone A :

(Voir RPA 99 / version 2003 tab 4.1 Page 40).

Le hangar (bâtiment a usage de bureaux) est classé dans le groupe 2 et il est situé en zone Sismique I.

A = 0.08

b) Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante :
(Voir RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 40).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta. & \text{Si.....}0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3}. & \text{Si.....}T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2 / 3.0)^{2/3} \times (3.0 / T)^{5/3} & \text{Si.....}T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique associé à la catégorie du site.

(Voir RPA 99 /version 2003 tab 4.7 Page 48).

Site : **S3** : site meuble (voir RPA 99 /version 2003 tab 3.2 Page 28).

D'où : **T2 = 0.50s**

ξ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique (Voir RPA 99 / V 2003 tab 4.2 Page 40).

- Remplissages dense
 - Portique en acier
- } $\xi = 5\%$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

(Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.3 Page40).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Puisque : $\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule empirique
Suivante :

➤ **Dans le sens transversal :**

Le système de contreventement dans le sens transversale et de type portique auto stable
en acier avec remplissage en maçonnerie $C_t = 0.05$

$$\text{avec } T = \min \begin{cases} C_T \cdot (h_N)^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad (\text{Voir RPA 99 / V 2003 Page 45et 46}).$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau

Dans notre cas $h_N = 16.05m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6 Page 45).

$D = 12 \text{ m}$: est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcule considérée.

Donc:

$$\text{avec } T = \min \begin{cases} 0.05 \times (16.05)^{3/4} = 0.4s \\ 0.09 \frac{16.05}{\sqrt{20}} = 0.32s \end{cases}$$

Donc:

$$T_x = 0.32s$$

➤ **Dans le sens longitudinal :**

Le système de contreventement dans le sens longitudinal et de type palées triangulées (x) en acier $C_t = 0.05$

$$\text{avec } T = \min \begin{cases} C_T \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases} \text{ (Voir RPA 99 / V 2003 Page 45et 46).}$$

$D = 5 \text{ m}$: est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcule Considérée.

Donc:

$$\text{avec } T = \min \begin{cases} 0.05 \times (16.05)^{3/4} = 0.4s \\ 0.09 \frac{16.05}{\sqrt{5}} = 0.65s \end{cases}$$

Donc:

$$T_y = 0.4s$$

On est dans le cas ou $0 \leq T \leq T_2$ et d'après la formule (4.2) de RPA / V 2003 on aura :

$$D = 2.5$$

c) Détermination du facteur de qualité Q:

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad (\text{Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.4 Page 43}).$$

Critère	p_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1

Tableau-VII .7.: Facteur de qualité

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

d) Détermination de R :

On prend la valeur de R.....(voir tableau (4.3) (p42))

On a :

Catégorie : B (acier)

Sens transversale : portique auto stable ordinaire : $R_x = 4$

Sens longitudinale : ossature contreventé par palées triangulées en x: $R_y = 4$

e) Calcul du poids actif soumis au séisme W :

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule (4.5) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du au charges permanents.

W_{Qi} : Poids du au charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération

tableau 4.5

Donc : $\beta = 0.4$ () RPA p 45

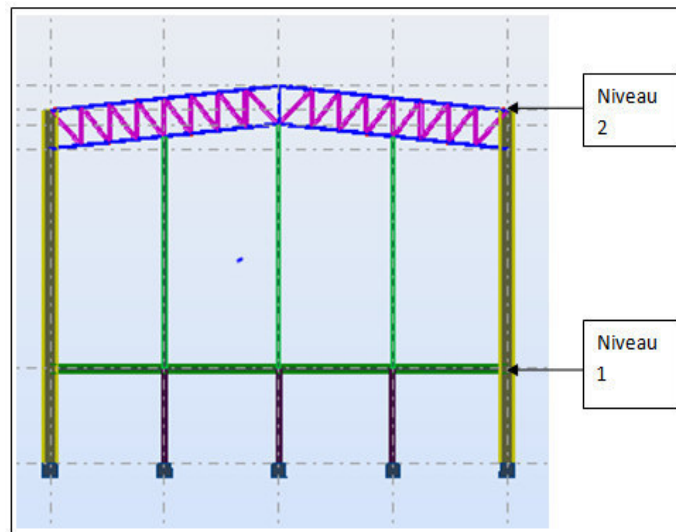


Fig.VII.6. Répartition par niveau

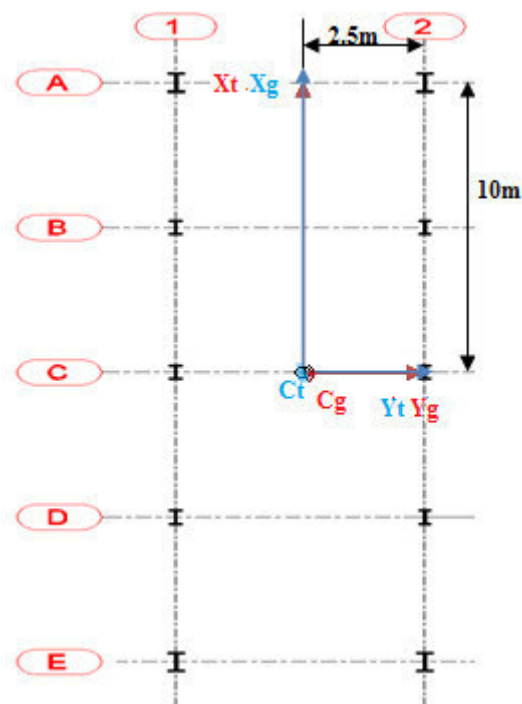


Fig.VII.7. : Présentation le centre de masse et de torsion (voir calculs page155)

➤ Pour RDC :

Elément	Masse	Dimension	Mase/élément (KN)	Nombre	Masse Totale (KN)
Poteau HEB650 (estimes)	2.248KN/m	4	8.992	4	35.968
Solive IPE180	0.188KN/m	5	0.94	12	11.4
Sablère HEA180	0.355KN/m	5	1.775	2	3.55
Mure	1kn/m ²	184	/	/	184
Stabilité UUPN140	0.32KN/m	5	1.6	10	16
Poutre maitresse (planche) IPE330	0.491KN/m	5	2.455	8	19.64
Plancher	4.55KN/m ²	100m ²	/	/	455
Poutre secondaire IPE220	0.505KN/m	5	2.525	4	10.1
Poteau de plancher HE240 (estimes)	0.603KN/m	4	2.412	6	14.472
					759.33

Tableau .VII.8 : Les charges permanentes pour RDC

➤ 1^{er} étage :

Elément	Masse	Dimension	Masse/élémen t (KN)	Nombre	Masse Totale (KN)
Poteau HEB650	2.248 KN/m	11	24.728	4	98.912
Potelet IPE330	0.491 KN/m	10.39 9.87	5.101 4.85	6	29.58
Lisse UPN120	0.133	5	0.665	72	47.88
Contreventemen t L70× 7	0.0738 KN/m	5.60 7.09	0.41 0.523	(8+4)=10	5.372
Diagonal- montant ┘ ┘ 80X8	0.1926 KN/m	(1.97 ; 1.66)	(0.38 ; 0.32)	(32+30)	21.76
Membrure inf.- sup ┘ ┘ 100	0.3008 KN/m	10.05	3.02	4	12.09
Stabilité UUPN140	0.32 KN/m	6.84 5.27	2.19 1.69	8 4	24.28
Couverture panneaux sandwiche+ accessoires	0.17 KN/m ²	100.5m ²	/	/	17.085
Ciseaux L70× 7	0.0738 KN/m	5.27	0.389	10	3.89
PanneIPE140	0.129 KN/m	5	0.645	18	11.61
Sablière HEA180	0.355 KN/m	5	1.775	6	10.65
Bardage LL35	0.14KN/m ²	592m ²		/	82.88
					379.929

Tableau .VII.9 : Les charges permanentes pour 1er l'étage

- **Charge d'exploitation :** $W_{Q1}=2.5 \times 100 = 250\text{KN}$
 $W_{Q2}=0\text{KN}$

Etage	W _{gi} (KN)	W _{Qi} (KN)	0.4W _{Qi} (KN)	W _i (KN)
RDC	759.33	250	100	859.33
1er étage	379.929	0	0	379.929
Total				1239.259

Tableau .VII.10: Poids total de la structure

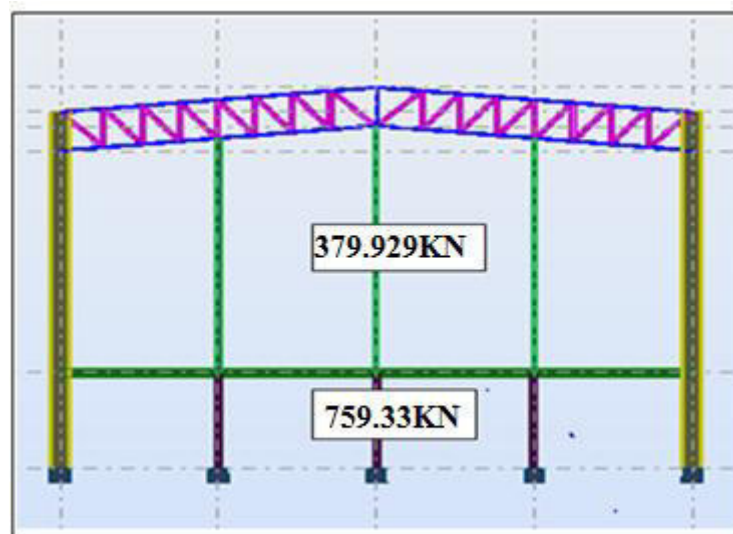


Figure. VII.8: Poids des étages

Résumé des résultats obtenus par la méthode équivalente.

- **Sens longitudinal :**

$$V = \frac{0.08 \times 2.5 \times 1.20}{4} \times 1239.259 = 74.35 \text{ KN}$$

- **Sens transversal :**

$$V = \frac{0.08 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 1239.259 = 74.35 \text{ KN}$$

$$V = 74.35 \text{ KN}$$

D'où l'effort sismique globale agissant à la base

VII.8. Distribution de la force sismique sur les étages :

La résultante des efforts sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la Structure

Selon les formules suivantes :.....(voir la formule (4-10) (p46)).

$$V = F_t + \sum F_i \quad F_t : \text{Force concentrée au sommet de la structure.}$$

$F_t = 0$: Puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure 0.7s

$$T_x \text{ et } T_y < 0.7s \text{ donc } F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \dots\dots\dots(RPA \text{ formule (4-11) } p(47))$$

$$F_1 = \frac{V.W_1.h_1}{(W_1.h_1) + (W_2.h_2)}$$

$$F_2 = \frac{V.W_2.h_2}{(W_1.h_1) + (W_2.h_2)}$$

Les résultants de la distribution de la force sismique globale **V** est résumées dans le tableau Suivante Sens transversal :

Niveau	V	$W_i=W_j$	$h_i=h_j$	$W_i.h_j$	F_i (t)
1	74,35	859.33	4	3437.32	27.97
2	74,35	379.929	15	5698.935	46.38
				9136.255	

- Sens longitudinal :

Niveau	V	$W_i=W_j$	$h_i=h_j$	$W_i.h_j$	F_i (t)
1	74,35	859.33	4	3437.32	27.97
2	74,35	379.929	15	5698.935	46.38
				9136.255	

VII.8.1. Répartition des efforts entre les portiques:

Cette répartition dépend essentiellement de la rigidité et de l'excentricité.

Notre bâtiment possède une symétrie en plan et en régularité en inertie de la on peut déduire

(sans faire de calcul) le centre de masse et le centre de torsion.

a) Centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse $C_g (X_g, Y_g)$ sont données par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \\ et \\ Y_g = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \end{array} \right\} \text{ pour notre structure on a : } \left\{ \begin{array}{l} X_g = 10m \\ Y_g = 2.5m \end{array} \right\}$$

b) Centre de torsion:

Les coordonnées du centre de torsion $C_t (X_t, Y_t)$ sont données par la formule suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_t = \frac{\sum I_x X_i}{\sum I_x} \\ et \\ Y_t = \frac{\sum I_y Y_i}{\sum I_y} \end{array} \right\} \text{ pour notre structure on a : } \left\{ \begin{array}{l} X_t = 10m \\ Y_t = 2.5m \end{array} \right\}$$

c) Excentricité:

➤ Excentricité réel :

$$\left\{ \begin{array}{l} ex = X_g - X_c \\ ey = Y_g - Y_c \end{array} \right\} \quad \left\{ \begin{array}{l} ex = 0 \\ ey = 0 \end{array} \right\}$$

➤ Excentricité théorique :

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension.

$$e = e_x = e_y = MAX \left\{ \frac{MAX \begin{cases} e_x = 0 \\ e_y = 0 \end{cases}}{\begin{matrix} 5\% [20] = 1 \\ 5\% [5] = 0.25 \end{matrix}} \right\} \begin{cases} e_x = 1m \\ e_y = 0.25m \end{cases}$$

- La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions *OX* et *OY*, se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stable respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant:

- l'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se faite a l'aide de la formule

Suivante :

$$F_i^k = F_k \times \left[\left(\frac{I_i}{\sum I_i} \right) + \left(\frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right) \right]$$

F_i^k : La force sismique qui revient à la file *i* du niveau *k*

$F_k \frac{I_i}{\sum I_i}$: Contribution due à la translation.

d_i : la distance entre la file *i* et le centre de torsion suivant la direction *XX* ou *YY*.

d) Distribution des forces par files :

➤ **Sens transversal :**

- $e_y = 1m$.
- $I_{y(HEB650)} = 210616.1cm^4$

	F_{iT}	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	e_x	$I_{yi} \cdot d_i$		$\sum I_y \cdot d_i^2$	$F_i^j (KN)$	
RDC	27.97	$\frac{5I}{(2)5I} = 0.5$	1	1	$5I \times 2.5$	62.5I	1	19.58
				2	$5I \times 2.5$			2

1 ^{er} étage	46.38	$\frac{5I}{(2)5I} = 0.5$	1	1	5I × 2.5	62.5I	1	32.47
				2	5I × 2.5		2	32.47

Tableau .VII .11. : Distribution des forces sismique par portiques (sens transversal)

➤ Sens longitudinal :

On a : $e_y = 0.25m$

- $I_{y(HEB650)} = 13979.4cm^4$
- $I_{z(HEA240)} = 2768.9cm^4$

	F_{iT}	$\frac{I_z}{\sum I_z}$	e_y	$I_{zi}.d_i$		$F_i^j (KN)$	
RDC	27.97	$\frac{13979.4}{36265.5} = 0.38$	0.25	13979.4	10	A	10.73
		$\frac{2768.9}{36265.5} = 0.08$		2768.9	5	B	2.25
		$\frac{2768.9}{36265.5} = 0.08$		2768.9	0	C	2.24
		$\frac{2768.9}{36265.5} = 0.08$		2768.9	5	D	2.25
		$\frac{13979.4}{36265.5} = 0.38$		13979.4	10	E	10.73

1 ^{er} étage	46.38	$\frac{13979.4}{36265.5} = 0.38$	0.25	13979.4	10	A	17.8
		$\frac{2768.9}{36265.5} = 0.08$		2768.9	5	B	3.73
		$\frac{2768.9}{36265.5} = 0.08$		2768.9	0	C	3.71
		$\frac{2768.9}{36265.5} = 0.08$		2768.9	5	D	3.73
		$\frac{13979.4}{36265.5} = 0.38$		13979.4	10	E	17.8

Tableau .VII.12. : Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale)

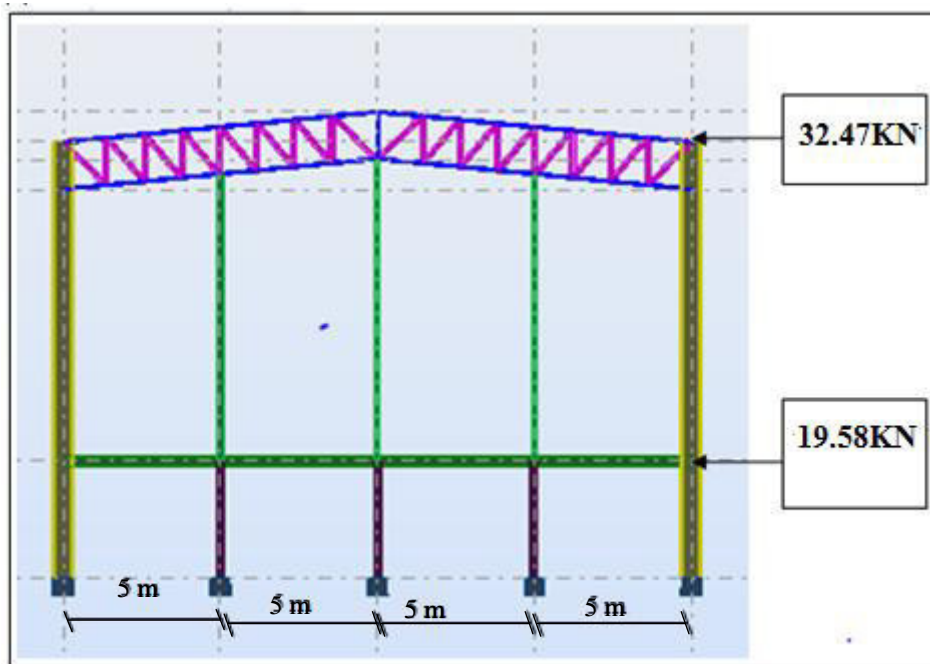
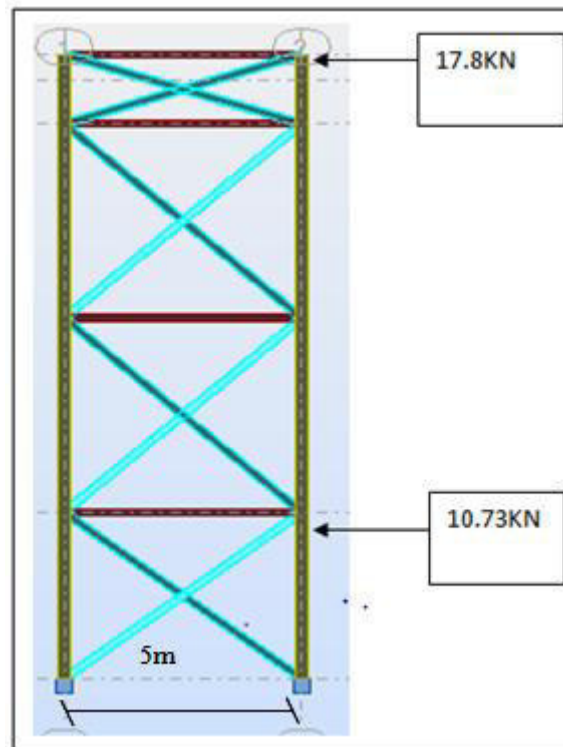


Figure.VII.9: Distribution des forces sismique par portique mixte (sens transversal)



**Figure.VII.10. : Distribution des forces sismique par files
(Sens longitudinale)**

VII. 9.Conclusion :

Le long de ce chapitre, nous avons évalué les efforts sismiques qui influents sur notre hangar qui seront pris en considération lors des calculs de dimensionnement des portiques dans le chapitre suivant.

II.10.Calcul de joint sismique :

VII.10.1.Justification de la sécurité :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations et la stabilité de forme (effets-A) sont simultanément.

VII.10.2.Justification de la largeur des joints sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$D_{\min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40mm \quad 5.8 (4-19)$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs

VII.10.3. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad 4.43$$

δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismique

R : coefficient de comportement

Coefficient de comportement R:

D'après le tableau 4.3 de RPA

Hangar1:

Ossature contreventée portique auto stable ordinaire: R=4 dans le sens longitudinal.

Hangar2 :

Ossature contreventée par palées de stabilité en x avec portique auto stable : R=4 dans le Sens longitudinal.

➤ Les déplacements :

D'après logiciel Auto desk Robot structural analyse 2014 on a obtenu les déplacements de chaque hangar sous l'effet de séisme :

Hangar1 :

$$\delta_{ek_{1\max}} = 1.31cm$$

Hangar2 :

$$\delta_{ek_{2\max}} = 1.27cm$$

$$\delta_1 = R_1\delta_{ek_1} = 13.1 \times 4 = 52.4mm$$

$$\delta_1 = 52,4mm$$

$$\delta_2 = R_2\delta_{ek_2} = 12.7 \times 4 = 50.8mm$$

$$\delta_2 = 50,8mm$$

$$d_{\min} = 15 + (\delta_1 + \delta_2) = 15 + (52.4 + 50.8) = 118.2mm$$

$$d_{\min} = 118,2mm$$

On prendra $d_0=12cm$.

VII.11.Conclusion:

L'effort sismique dans les zones de forte sismicité, présente un risque potentiel pour la Stabilité des structures, dans notre cas l'effort de séisme joue un rôle très important lors du Dimensionnement des stabilités et des portiques. Alors que le vent ca saura négliger dans ce

Chapitre VIII : Contreventements et stabilité

VIII. Contreventement et stabilité

VIII.1. Introduction :

Les stabilités et les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts horizontaux dus au vent, et de les transmettre aux fondations.

Elles sont disposées en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et dans le plan des pignons « palées de stabilité ».

Les stabilités peuvent avoir différentes formes et elles peuvent être, en X, en K, en V ou en V renversé.

Pour notre hangar on a utilisé des palées de stabilité en X et des poutres au vent en X.

➤ Sens longitudinal

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des poutre au vent et palées de stabilité.

➤ Sens transversal

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des portiques auto- stables ordinaires.

VIII.2. Contreventement de la toiture « poutre au vent » :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme le montre la figure ci-dessous.

Ils sont placés dans les travées de rive, leurs diagonales sont généralement formées de cornières qui sont fixées sur les traverses (ou fermes) .Leur rôle est de reprendre les efforts du vent en pignon et de les transmettre aux palées de stabilité.

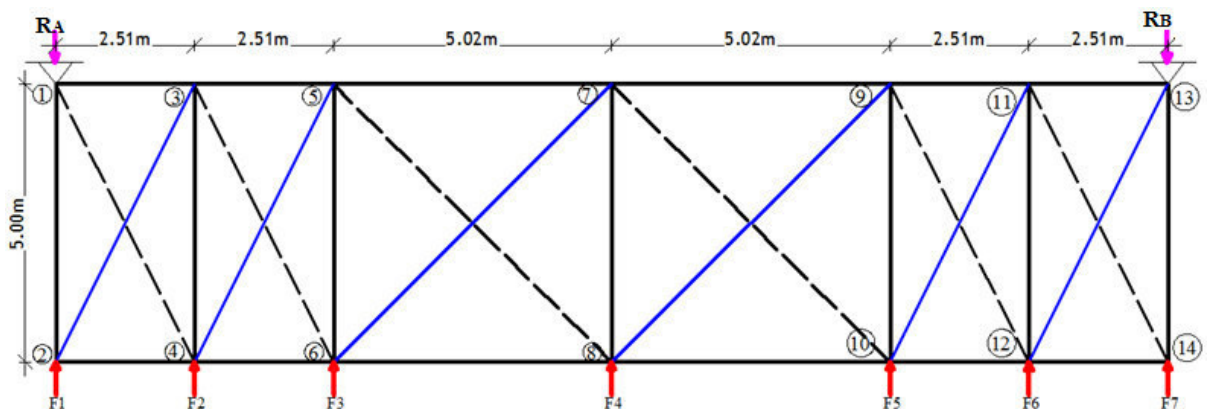


Figure VIII. 1 : Schématisation des efforts sur la poutre au vent.

VIII.2.1. Évaluation des efforts horizontaux :

$$F_i = (V_e \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \quad \text{Avec : } i = 1,2,3$$

V_e : Vent extrême suivant pignon $V_e = 1.288 \text{ kN/m}^2$.

F_{fr} : Force de frottement pour parois verticales.

S_i : La surface sous le vent.

➤ Calcul de force de frottement

$$\frac{d}{b} = \frac{65}{20} = 3.25m$$

$$\frac{d}{h} = \frac{65}{16.05} = 4.05m > 3$$

L'une des conditions est vérifiée donc on va considérer les forces de frottements

F_{fr} : Force de frottement pour parois verticales.

Dans notre cas l'état de surface est très rugueux (ondulation, perpendiculaire au vent, nervure.....)

$$C_f = 0,04$$

➤ Pour la toiture :

$$S_{fr} = 65 \times 20 = 1300m^2$$

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_f \times S_{fr} = 0,792 \times 0,04 \times 1300 = 41.18KN$$

➤ Pour la paroi verticale :

$$S_{fr} = 65 \times 15 \times 2 = 1950m^2$$

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_f \times S_{fr} = 0,764 \times 0,04 \times 1950 = 59.59kN$$

Donc la force de frottement : $F_{fr} = 41.18 + 59.59 = 100.77kN$

➤ Les forces au niveau de la toiture est donnée par

$$F_{fr} = 100.77KN \text{ et } V_e = 1.288 \text{ kN/m}^2$$

➤ CALCULE DES SURFACES :

$$s_i = t_i \times \frac{h_i}{2}$$

$$S_1 = 1.26 \times \frac{15}{2} = 9.45m^2$$

$$S_2 = 2.51 \times \frac{15.29}{2} = 19.19 m^2$$

$$s_3 = 3.77 \times \frac{15.53}{2} = 29.27m^2$$

$$s_4 = 5.025 \times \frac{16.05}{2} = 40.32m^2$$

Les résultats de F_i sont les suivant :

$$F_1 = (V_1 \times S1) + \frac{F_{fr}}{n} = (1,288 \times 9.45) + \frac{100.77}{7} = 26.57KN$$

$$F_2 = (1,288 \times 19.19) + \frac{100.77}{7} = 39.11KN$$

$$F_3 = (1,288 \times 29.27) + \frac{100.77}{7} = 52.09KN$$

$$F_4 = (1,288 \times 40.32) + \frac{100.77}{7} = 66.33KN$$

➤ **Calcul des réactions**

$$\sum \vec{F}_{ext} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_4}{2} = 150.94KN$$

VIII.2.2.Effort de traction dans les diagonales :

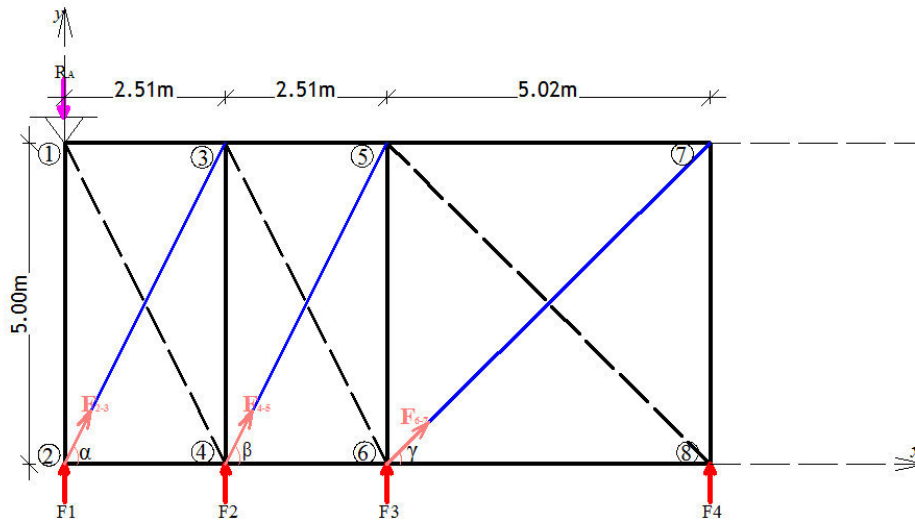


Figure VIII. 2 : Numérotation des neuds

$$\tan \alpha = \frac{5}{2.51} = 1.99 \rightarrow \alpha = 63.34^\circ$$

$$\tan \alpha = \frac{5}{2.51} = 1,99 \rightarrow \alpha = 63.34^\circ$$

$$\tan \beta = \frac{5}{5.025} = 0.99 \rightarrow \beta = 44.71^\circ$$

Nœud 1 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow -R_A - F_{1-2} = 0 & \longrightarrow F_{1-2} = -150.94KN \\ X \rightarrow F_{1-3} = 0 \end{cases}$$

Nœud 2 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_1 + F_{2-1} + F_{2-3} \cdot \sin \alpha = 0 & \longrightarrow F_{2-3} = 139.74KN \\ X \rightarrow F_{2-4} + F_{2-3} \cdot \cos \alpha = 0 & \longrightarrow F_{2-4} = 62.7KN \end{cases}$$

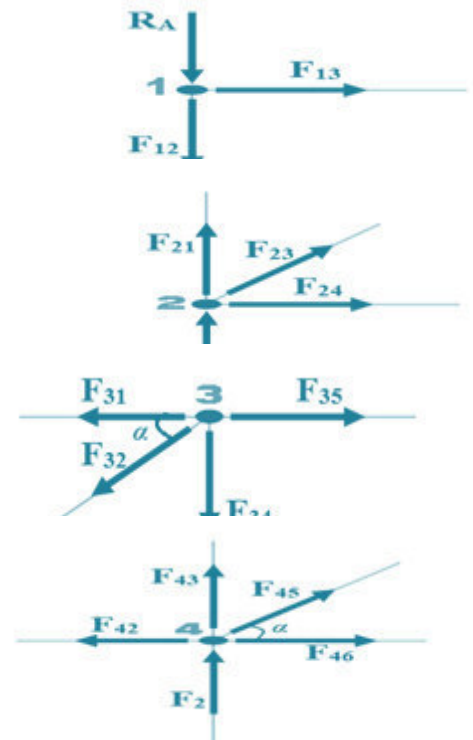
Nœud 3:

$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{3-4} - F_{3-2} \cdot \sin \alpha = 0 & \longrightarrow F_{3-4} = -124.88KN \\ X \rightarrow F_{35} - F_{31} - F_{32} \cdot \cos \alpha = 0 & \longrightarrow F_{35} = 62.7KN \end{cases}$$

Nœud 4:

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_2 + F_{43} + F_{45} \cdot \sin \alpha = 0 & \longrightarrow F_{45} = -183.98KN \\ X \rightarrow F_{46} - F_{42} + F_{45} \cdot \cos \alpha = 0 & \longrightarrow F_{46} = 19.85KN \end{cases}$$

L'effort extrême dans les diagonales est de : $N_{sd} = 183.98KN$



VIII.2.3. Dimensionnement des diagonales :

➤ Section des diagonales :

$$\text{On a } A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{183.98 \times 1.1}{0.275 \times 10^6} = 735.92 \times 10^{-6} m^2 = 7.36 cm^2$$

→ Donc on prend une cornière ($L \times 70 \times 70 \times 7$) de section $A=9.40 cm^2$ avec des boulons ordinaires de $\phi = 16 mm$.

➤ Vérification des diagonales à la traction :

On doit vérifier que :

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

$$N_{Rd} = \min (N_{pl}; N_u; N_{net})$$

- $N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$
- $N_u = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$
- $N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

$$\gamma_{M0} = 1,1 ; \gamma_{M2} = 1,25 ; f_u = 43 \text{ daN/mm}^2 ; f_y = 27.5 \text{ daN/mm}^2 ; A = 9.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{net}} = A - (e \times d_0) = 9.40 - (0,7 \times 1.6) = 8.28 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{pl}} = \frac{9.40 \times 27.5}{1,1} = 235 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0,9 \times 8.28 \times 43}{1,25} = 256.34 \text{ kN}$$

$$N_{\text{net}} = \frac{8.28 \times 27.5}{1,1} = 207 \text{ KN}$$

$$N_{\text{t,sd}} = 183.98 \text{ KN} \leq N_{\text{net}} = 207 \text{ kN}$$

La Traction est vérifiée pour les diagonales

Donc la cornière (**L×70×70×7**) est vérifiée comme diagonale pour la poutre au vent.

VIII.3 Étude des palées de stabilités :

La palée de stabilité est un contreventement verticale qui assure la reprise des charges horizontales, et d'assurer leur cheminement jusqu'aux fondations. Les charges horizontales qui sollicitent la structure porteuse sont :

- Les effets sismiques.
- La réaction de la poutre au vent.

VIII.3.1 Calcul des diagonales :

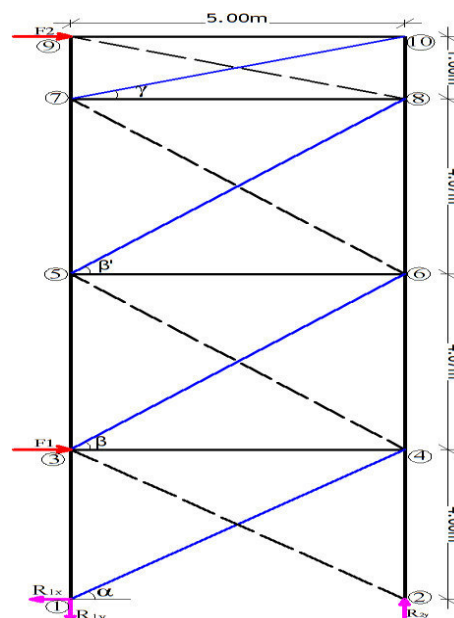


Figure VIII.3: Dimensions de la palée de stabilité et charges horizontales.

➤ **Les angles des diagonales sont :**

$$tg \alpha = \frac{4}{5} = 0.8 \quad \rightarrow \quad \alpha = 38.66^\circ$$

$$tg \beta = \frac{4.67}{5} = 0.934 \quad \rightarrow \quad \beta = 43.05^\circ$$

$$tg \beta = \frac{4.67}{5} = 0.934 \quad \rightarrow \quad \beta = 43.05^\circ$$

$$tg \gamma = \frac{1.66}{5} = 0.332 \quad \rightarrow \quad \gamma = 18.37^\circ$$

➤ **Longueur des diagonales sont :**

$$D_1 = \sqrt{4^2 + 5^2} = 6.4 \text{ m}$$

$$D_2 = \sqrt{4.67^2 + 5^2} = 6.84 \text{ m}$$

$$D_3 = \sqrt{4.67^2 + 5^2} = 6.84 \text{ m}$$

$$D_3 = \sqrt{1.66^2 + 5^2} = 5.27 \text{ m}$$

VIII.3.2 Évaluation des charges :

$$F_1 = 1.25 \times E_{y1} = 1.25 \times 10.73 = 13.41 \text{ KN}$$

$$F_2 = \text{Max}[R_B; 1.25 E_{y2}] = \text{Max}[150.94; 1.25 \times 17.8] = \text{Max}[150.94; 22.25] = 150.94 \text{ KN}$$

VIII.3.3 Calcul des réactions :

$$\sum F_{/x} = 0$$

$$F_1 + F_2 + -R_{1x} = 0 \quad R_{1x} = 13.41 + 150.94 = 164.35 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/1} = 0$$

$$(R_{1y} \times 5) + (F_1 \times 4) + (F_2 \times 15) = 0 \quad R_{2y} = \frac{(13.41 \times 4) + (150.94 \times 15)}{5} = 463.548 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/y} = 0$$

$$R_{1y} + R_{2y} = 0 \quad \rightarrow \quad R_{1y} = -463.548 \text{ kN}$$

VIII.3.4 Calcul des efforts intérieurs :

De la même façon que la poutre au vent, par la méthode des nœuds nous avons déterminés les efforts da

Nœud 1 :

$$\begin{cases} X \rightarrow F_{14} \cos \alpha - R_{1x} = 0 & \longrightarrow & F_{14} = 210.47KN \\ Y \rightarrow F_{13} - R_{y1} + F_{14} \sin \alpha = 0 & \longrightarrow & F_{13} = -595.03N \end{cases}$$

Nœud 2 :

$$\begin{cases} X \rightarrow F_{23} \cos \alpha = 0 & \longrightarrow & F_{23} = 0 KN \\ Y \rightarrow F_{23} \sin \alpha + F_{24} + R_{2y} = 0 & \longrightarrow & F_{24} = -463.548KN \end{cases}$$

Nœud 3 :

$$\begin{cases} X \rightarrow F_1 + F_{34} + F_{36} \cos \beta = 0 & \longrightarrow & F_{36} = 206.55KN \\ Y \rightarrow F_{35} - F_{31} + F_{36} \sin \beta = 0 & \longrightarrow & F_{35} = 454.03KN \end{cases}$$

Nœud 4 :

$$\begin{cases} X \rightarrow F_{43} + F_{41} \cos \alpha = 0 & \longrightarrow & F_{43} = 164.35 KN \\ Y \rightarrow F_{46} - F_{41} \sin \alpha + F_{42} = 0 & \longrightarrow & F_{46} = -332.07KN \end{cases}$$

Nœud 5:

$$\begin{cases} X \rightarrow F_{58} = \frac{-F_{56}}{\cos \beta} & \longrightarrow & F_{58} = 206.55 KN \\ Y \rightarrow F_{57} - F_{53} + F_{58} \sin \beta = 0 & \longrightarrow & F_{57} = -595.03KN \end{cases}$$

Nœud 6 :

$$\begin{cases} X \rightarrow F_{65} - F_{36} \cos \beta = 0 & \longrightarrow & F_{65} = 150.94KN \\ Y \rightarrow F_{68} - F_{63} \sin \beta - F_{64} = 0 & \longrightarrow & F_{68} = -476.07KN \end{cases}$$

Nœud 7:

$$\begin{cases} X \rightarrow F_{7.10} = \frac{-F_{78}}{\cos \gamma} & \longrightarrow & F_{7.10} = 159.04 \text{KN} \\ Y \rightarrow F_{79} - F_{75} + F_{7.10} \sin \gamma = 0 & \longrightarrow & F_{79} = -615.15 \text{KN} \end{cases}$$

Nœud 8 :

$$\begin{cases} X \rightarrow F_{87} - F_{58} \cos \beta = 0 & \longrightarrow & F_{87} = 150.94 \text{KN} \\ Y \rightarrow F_{8.10} - F_{85} \sin \beta - F_{86} = 0 & \longrightarrow & F_{8.10} = -579.12 \text{KN} \end{cases}$$

Nœud 9:

$$\begin{cases} X \rightarrow F_{9.10} = -F_1 & F_{9.10} = F_{7.6} \sin \gamma = 164.35 & \longrightarrow & F_{9.10} = 164.35 \text{KN} \\ Y \rightarrow F_{97} = 615.15 \text{KN} & \longrightarrow & & F_{97} = -615.15 \text{KN} \end{cases}$$

Nœud 10 :

$$\begin{cases} X \rightarrow F_{10.7} = \frac{-F_{10.9}}{\cos \gamma} = -173.17 \text{KN} & \longrightarrow & F_{65} = 173.17 \text{KN} \\ Y \rightarrow F_{10.8} = F_{10.7} \sin \gamma & \longrightarrow & & F_{68} = -54.57 \text{KN} \end{cases}$$

La diagonale la plus sollicitée est D_1 avec : $N_{sd} = 210.47 \text{KN}$

VIII.3.5 Vérification des diagonales à la traction :

➤ Section des diagonales :

$$\text{On a } A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{210.47 \times 1.1}{0.275} = 841.88 \text{mm}^2 = 8.42 \text{cm}^2$$

2UPN120

➤ Vérification des diagonales à la traction :

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,Rd}$ (EC3, f.5.13, page 154)

$$N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd})$$

$$A_{net} = 2 \times A - (e \times \phi) = 3400 - (9 \times 14) = 3274 \text{mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3400 \times 0.275}{1.1} = 850 \text{kN}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}} = \frac{0.9 \times 3274 \times 0.43}{1.25} = 1013.63kN$$

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3274 \times 0.275}{1.1} = 818.5kN$$

$$N_{t.Rd} = \min (850; 1013.63; 818.5)=818.5KN$$

$$N_{t.Rd} = 818.5kN > N_{sd} = 210.47kN$$

La condition est vérifiée

Donc 2UPN120 a résisté à la traction.

VIII.4 Calcul de la sablière :

Les sablières jouent le rôle de lien entre les différents portiques .Les sablières travaillent simultanément à la flexion sous l'action des charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l'action de l'effort du vent.

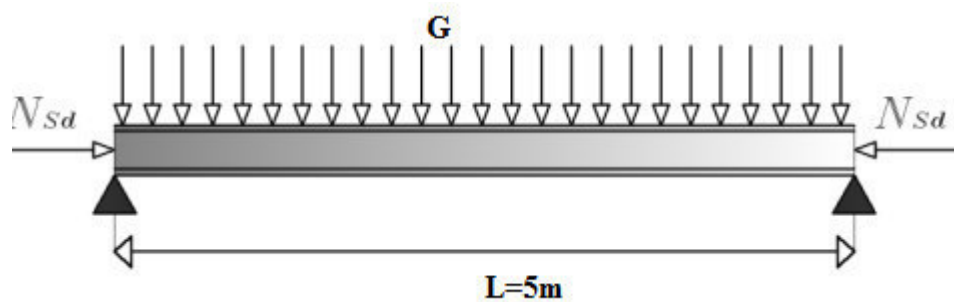


Figure VIII. 4: Représentation des efforts dans la sablière.

VIII.4.1 Vérification à la flexion bi-axiale :

La condition à vérifier est :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} + \frac{M_{sd.y}}{M_{ply.rd}} + \frac{M_{sd.z}}{M_{plz.rd}} \leq 1 \quad (EC3, \text{ page } 163)$$

$$\text{Avec } M_{sd.z} = 0$$

$$N_{sd} = \mathbf{164.35 \text{ kN}}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{4530 \times 0.275}{1.1} = 1132.5 \text{ kN}$$

$$M_{sd.y} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{0.355 \times 5^2}{8} = 1.11kN.m$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{324.9 \times 10^3 \times 0.275}{1.1} = 81225 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc } \frac{164.35}{1132.5} + \frac{1.11}{81225} = 0.15 < 1 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.4.2 Vérification de la résistance au flambement :

La condition a vérifiée est :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M_1}} + \frac{K_y \times N_{y.sd}}{W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{M_1}} \leq 1 \quad (\text{EC3, page 163})$$

X : coefficient de réduction

K_y : coefficient de réduction en flexion

$\gamma_{M_1} = 1.1$: Coefficient partiel de sécurité

➤ La classe de HEA180

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{122}{6} = 20.33 < 72\varepsilon = 72 & \text{ame de class 1} \\ \frac{c}{t_f} = \frac{144}{19} = 7.58 < 10\varepsilon = 10 & \text{semelle de class 1} \end{cases}$$

→ **Donc le HEA180 est de classe 1.**

Calcul de λ :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$\beta_A = 1$ (Section de classe 2).

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{500}{7.45} = 67.11 \\ \lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{500}{4.52} = 110.62 \end{cases}$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \text{ avec } : \varepsilon = 0.92 \quad \lambda_1 = 86.38$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{67.11}{86.39} = 0.78 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{110.62}{86.39} = 1.3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \\ \varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] \end{cases}$$

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0.95 < 1.2 \\ t_f = 9.5 < 100 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y - y \rightarrow \text{courbe } b: \alpha = 0.34 \\ z - z \rightarrow \text{courbe } c: \alpha = 0.49 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_y = 0.5[1 + 0.34(0.78 - 0.2) + 0.78^2] = 0.9 \\ \varphi_z = 0.5[1 + 0.49(1.3 - 0.2) + 1.3^2] = 1.61 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.9 + (0.9^2 - 0.78^2)^{0.5}} = 0.68 < 1 \\ X_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.61 + (1.61^2 - 1.3^2)^{0.5}} = 0.39 < 1 \end{array} \right.$$

$$X_{\min} = \min [0.68 ; 0.39] = 0.39$$

$$u_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{MQ} - 4) + \frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}}$$

β_M : est un facteur de moment uniforme. 770.1

β_{MQ} : Moment dû à charge transversale.

$$u_y = 0.78 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{324.9 \times 10^3 - 293.6 \times 10^3}{293.6 \times 10^3} = -0.99$$

$$K_y = 1 - \frac{u_y \times N_{sd}}{X \times N_{pl.y}} = 1 - \frac{-0.99 \times 164.35}{0.68 \times 1132.5} = 1.21 < 1.5441.675$$

Donc :

$$\frac{164.35}{0.39 \times 4530 \times 0.275/1.1} + \frac{1.21 \times 1.1}{324.9 \times 10^3 \times 0.275/1.1} = 0.37 < 1$$

→ **La condition est vérifiée.**

VIII .5.Dimensionnement des ciseaux :

Les ciseaux sont généralement formés de deux cornières en croix attachées sur les montants des fermes. Leur rôle est de reprendre les efforts dus au diversement des membrures supérieures des portiques en treilles et les efforts dus au vent transmis par les potelets « les plus défavorables » et les transmettent vers la poutre au vent.

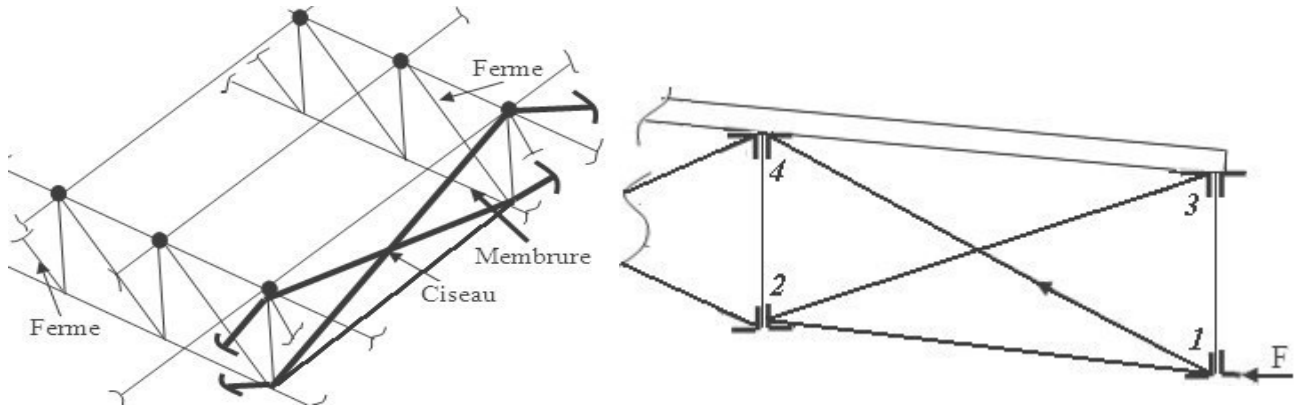


Figure .VIII -5- Disposition des ciseaux

- Calcul des réactions dus au vent sur potelets :

$$\sum \frac{F_{Ext}}{z} = 0 \Rightarrow 2R_A = W \times 5 \times 13.87 \Rightarrow R_A = 57.08 KN$$

$$\text{Avec : } W = -1.646 KN / m^2$$

Calcul de $N_{t.sd}$:

$$N_{sd1} = \frac{R_A}{\cos \alpha} = 60.14 KN \quad \alpha = 18.37^\circ$$

L'effort extrême dans les diagonales est de : $N_{sd} = 60.14 KN$

Section des diagonales :

$$\text{On a : } A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \quad A \geq 2.18 cm^2$$

Donc on prend une cornière : 40 x 40x4 de section $A = 3.08 cm^2$ avec des boulons de $\phi = 12 mm$ et de classe 8.8 donc $d_0 = 14 mm$.

➤ **Vérification des ciseaux à la traction :**

La condition à vérifier est : $N_{t.Sd} \leq N_{t.Rd}$

Avec $N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net})$

$\gamma_{M0} = 1,1$; $\gamma_{M2} = 1,25$; $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$; $f_u = 390 \text{ N/mm}^2$

$A_{net} = A - e \times d = 308 - 14 \times 4 = 252 \text{ cm}^2$ Avec : $N_{sd} = 60.14 \text{ KN}$

$$N_{PL} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{308 \times 0.275}{1,1} = 77 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 252 \times 0.39}{1,25} = 70.76 \text{ N}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{252 \times 0,275}{1,1} = 63 \text{ KN}$$

D'où : $N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net}) = \min(77; 70.76; 63) \Rightarrow N_{t.Rd} = N_{net} = 63 \text{ N}$

$N_{t.Sd} = 60.14 \text{ N} < N_{t.Rd} = 63 \text{ KN}$

Donc la diagonale 40 x 40x4 est vérifiée à la traction.

VIII.6. Etude de la poutre porteuse en treilles :

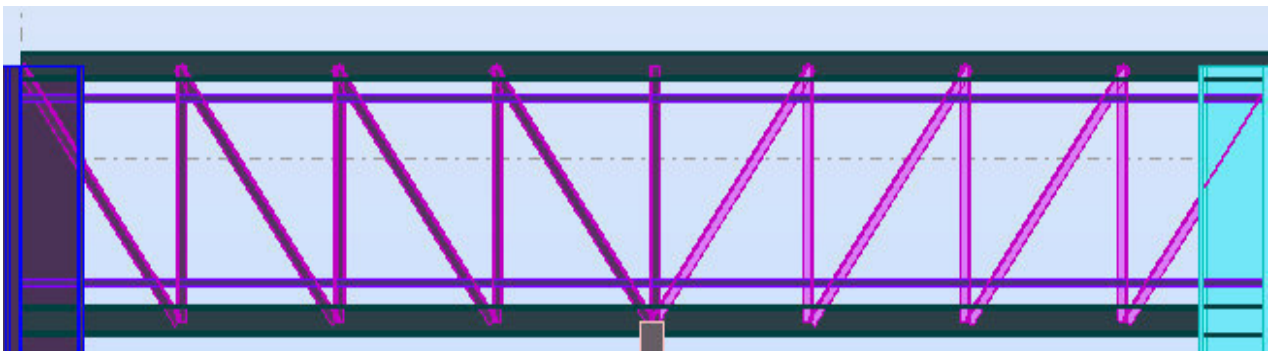


Figure .VIII -6- Poutre porteuse (poutre sablier) en treilles

POUTRE SABLIER

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 960 POUTRE SABLIER_960

POINT : 7 COORDONNEE

: $x = 1.00$ $L = 10.00$ m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 19 G+1.5V2 PIGNON 1*1.00+6*1.50

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 180

$h=17.10$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.00$ cm	$A_y=37.93$ cm ²	$A_z=14.47$ cm ²	$A_x=45.25$ cm ²
$t_w=0.60$ cm	$I_y=2510.29$ cm ⁴	$I_z=924.61$ cm ⁴	$I_x=14.86$ cm ⁴
$t_f=0.95$ cm	$W_{ply}=324.85$ cm ³	$W_{plz}=156.49$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 1778.22$ daN $M_{y,Ed} = -0.79$ kN*m $M_{z,Ed} = 0.20$ kN*m $V_{y,Ed} = -10.95$ daN

$N_{c,Rd} = 124437.50$ daN $M_{y,pl,Rd} = 89.33$ kN*m $M_{z,pl,Rd} = 43.03$ kN*m

$V_{y,T,Rd} = 60220.79$ daN

$$N_{b,Rd} = 19224.49 \text{ daN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 89.33 \text{ kN*m} \quad M_{z,c,Rd} = 43.03 \text{ kN*m}$$

$$V_{z,Ed} = -62.66 \text{ daN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 89.33 \text{ kN*m}$$

$$M_{N,z,Rd} = 43.03 \text{ kN*m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 22973.93 \text{ daN}$$

$$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

$$L_y = 1.25 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,y} = 0.17$$

$$L_z = 10.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,z} = 2.29$$

$$L_{cr,y} = 1.13 \text{ m}$$

$$X_y = 1.00$$

$$L_{cr,z} = 9.00 \text{ m}$$

$$X_z = 0.15$$

$$\lambda_{m,y} = 15.10$$

$$k_{zy} = 0.52$$

$$\lambda_{m,z} = 199.10$$

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{m,y} = 15.10 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

$$\lambda_{m,z} = 199.10 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

MONTON SABLIER

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 1151 MONTON SABLIER_1151

POINT : 1 COORDONNEE

: $x = 0.00$ $L = 0.00$ m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 19 G+1.5V2 PIGNON 1*1.00+6*1.50

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : DCED 80x8

$h=8.00$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=16.00$ cm	$A_y=12.80$ cm ²	$A_z=12.80$ cm ²	$A_x=24.54$ cm ²
$t_w=0.80$ cm	$I_y=145.00$ cm ⁴	$I_z=270.00$ cm ⁴	$I_x=5.19$ cm ⁴
$t_f=0.80$ cm	$W_{ely}=25.26$ cm ³	$W_{elz}=33.75$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 849.64 \text{ daN}$ $M_{y,Ed} = 0.10 \text{ kN*m}$ $M_{z,Ed} = 1.51 \text{ kN*m}$ $V_{y,Ed} = 145.06 \text{ daN}$
 $N_{c,Rd} = 67485.00 \text{ daN}$ $M_{y,el,Rd} = 6.95 \text{ kN*m}$ $M_{z,el,Rd} = 9.28 \text{ kN*m}$
 $V_{y,T,Rd} = 20322.65 \text{ daN}$
 $N_{b,Rd} = 55478.36 \text{ daN}$ $M_{y,c,Rd} = 6.95 \text{ kN*m}$ $M_{z,c,Rd} = 9.28 \text{ kN*m}$
 $V_{z,Ed} = -52.45 \text{ daN}$
 $V_{z,T,Rd} = 20322.65 \text{ daN}$
 $T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$
 Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

$L_y = 1.66 \text{ m}$ $L_{am_y} = 0.63$ $L_z = 1.66 \text{ m}$ $L_{am_z} = 0.58$
 $L_{cr,y} = 1.33 \text{ m}$ $X_y = 0.82$ $L_{cr,z} = 1.66 \text{ m}$ $X_z = 0.85$
 $L_{amy} = 54.63$ $k_{zy} = 1.00$ $L_{amz} = 50.05$ $k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{,y,Ed} + \text{Tau}_{,ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{,ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{,tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 54.63 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 50.05 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{,Ed} / (X_{min} * N_{,Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(X_{min} \cdot N, Rk/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk/gM1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk/gM1}) = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.02 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 0.83 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 25 G+V1LONGPAN (1+7)*1.00

$$u_z = 0.00 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 0.83 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 25 G+V1LONGPAN (1+7)*1.00



Déplacements

$$v_x = 0.05 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 1.11 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 26 G+V2PIGNON (1+6)*1.00

$$v_y = 0.00 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 1.11 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 25 G+V1LONGPAN (1+7)*1.00

Profil correct !!!

DIAGONAL SABLIER

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 1081 DIAGONAL SABLIER_1081

POINT : 7 COORDONNEE

: $x = 1.00 \text{ L} = 2.08 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 19 G+1.5V2 PIGNON 1*1.00+6*1.50

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : DCED 80x8

$h=8.00$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=16.00$ cm	$A_y=12.80$ cm ²	$A_z=12.80$ cm ²	$A_x=24.54$ cm ²
$tw=0.80$ cm	$I_y=145.00$ cm ⁴	$I_z=270.00$ cm ⁴	$I_x=5.19$ cm ⁴
$tf=0.80$ cm	$W_{ely}=25.26$ cm ³	$W_{elz}=33.75$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N,Ed = 230.08$ daN	$M_y,Ed = 0.01$ kN*m	$M_z,Ed = 0.10$ kN*m	$V_y,Ed = -4.85$ daN
$N_c,Rd = 67485.00$ daN		$M_{y,el,Rd} = 6.95$ kN*m	$M_{z,el,Rd} = 9.28$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 20322.64$ daN		
$N_b,Rd = 40947.00$ daN		$M_{y,c,Rd} = 6.95$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 9.28$ kN*m
	$V_{z,Ed} = 1.19$ daN		
			$V_{z,T,Rd} = 20322.64$ daN
			$T_t,Ed = 0.00$ kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

$L_y = 2.08$ m	$Lam_y = 0.98$	$L_z = 2.08$ m	$Lam_z = 0.72$
$L_{cr,y} = 2.08$ m	$X_y = 0.61$	$L_{cr,z} = 2.08$ m	$X_z = 0.77$

$$L_{amy} = 85.49$$

$$k_{zy} = 1.00$$

$$L_{amz} = 62.65$$

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{,y,Ed} + \text{Tau}_{,ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{,ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{,tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 85.49 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 62.65 < \lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{,Ed} / (X_{min} * N_{,Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed} / (X_{min} * N_{,Rk} / g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.00 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 1.04 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 26 G+V2PIGNON (1+6)*1.00

$$u_z = 0.00 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 1.04 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 25 G+V1LONGPAN (1+7)*1.00



Déplacements

$$v_x = 0.03 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 1.39 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 26 G+V2PIGNON (1+6)*1.00

$$v_y = 0.00 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 1.39 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 26 G+V2PIGNON (1+6)*1.00

Profil correct !!!

VIII.7 Conclusion :

Après les calculs selon l'EUROCODE 3, nous avons vérifié la stabilité de l'ouvrage. Les palées de stabilité assurent la transmission des efforts dus au séisme et au vent aux fondations. La poutre au vent assure la reprise des efforts dus au vent et les transmet aux palées de stabilité.

Chapitre IX: Etude de portique

Chapitre IX : Etude de portique

IX.1- Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui sollicitent. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses, fermes) ; elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

Le calcul est effectué par le logiciel **ROBOT millenium version 2014**, les notes de calcul sont données par familles. On s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

IX.2-Calcul de portique 1 :

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT millenium, les notes de calcul sont données par famille on s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important.

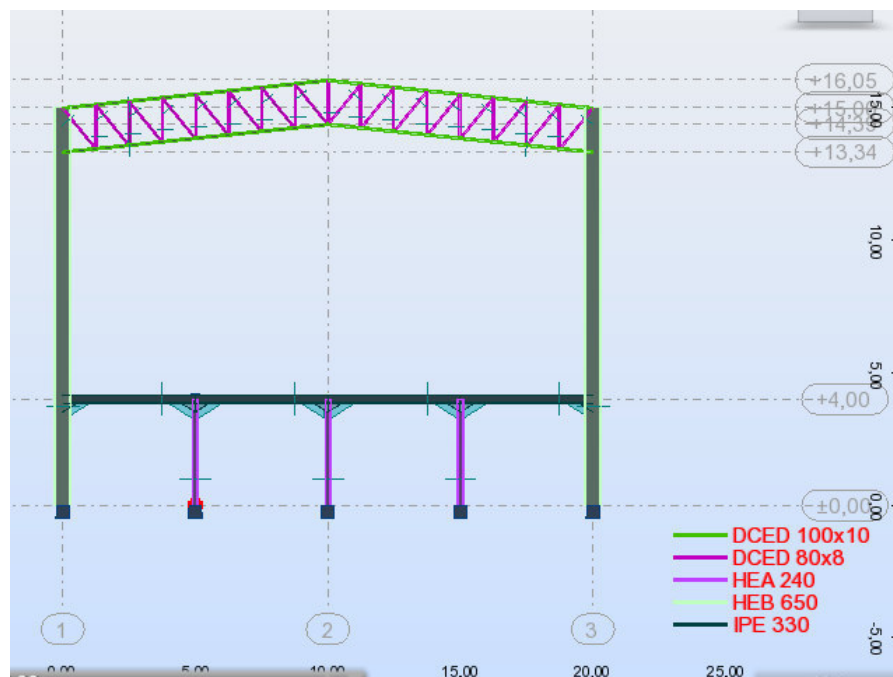


Figure IX. 1 : Vue de portique1.

IX.2.1 Caractéristiques des Barres :

	Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
Barre	DCED 80x8	14A29 33A47	24,54	0	0	5,19	145	270
ARBALETRIE R	DCED 100x10	2 3 31 32	38,3	0	0	12,67	353	658
POTEAU PLANCHE	HEA 240	6 7 49	76,84	59,74	25,18	41,74	7763,18	2768,81
POTEAU	HEB 650	1 30	286,34	192,88	122,04	741,4	210616	13984
POUTRE MAITRESSE	IPE 330	4 8A10	62,61	38,71	30,81	28,28	11766,9	788,14

Tableau IX. 1 : Caractéristiques des Barres de portique 1.

IX.2.2 Caractéristiques des Matériaux :

	Matériau	E (kN/mm ²)	G (daN/mm ²)	NU	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)	Re (daN/mm ²)
I	ACIER E28	210	8080,00	0,30	0,00	77,01	27,50

Tableau IX. 2 : Caractéristiques d'acier.

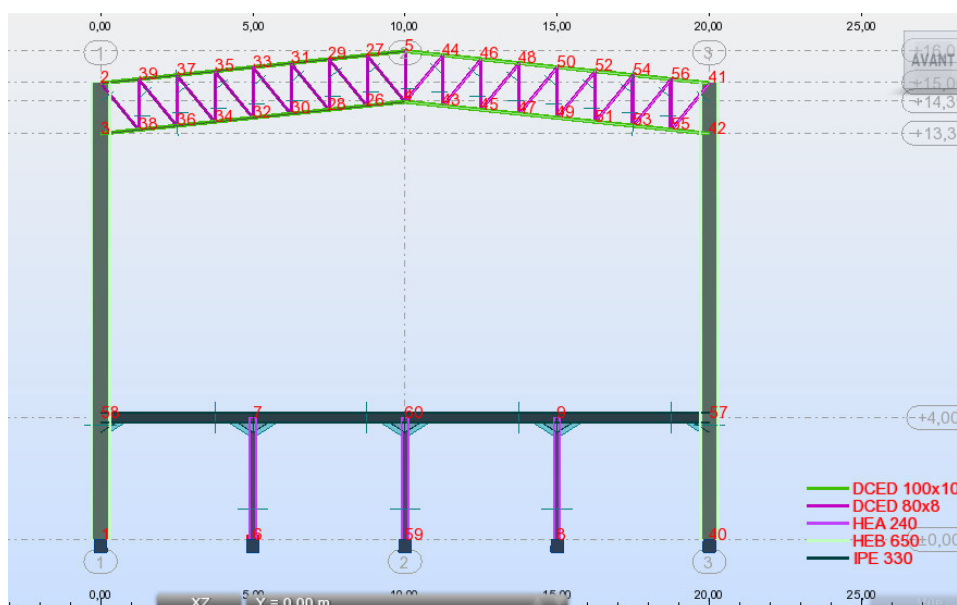


Fig IX.2 : Portique ferme avec repérage des nœuds.

IX.2.3 Données des Nœuds :

Nœud	X [m]	Z [m]	Appui
1	0	0	Encastrement
2	0	15	
3	0	13,34	
4	10	14,39	
5	10	16,05	
6	5	0	Encastrement
7	5	4	
8	15	0	Encastrement
9	15	4	
26	8,75	14,26	
27	8,75	15,92	
28	7,5	14,13	
29	7,5	15,79	
30	6,25	14	
31	6,25	15,66	
32	5	13,87	
33	5	15,53	
34	3,75	13,73	
35	3,75	15,39	
36	2,5	13,6	
37	2,5	15,26	
38	1,25	13,47	
39	1,25	15,13	
40	20	0	Encastrement
41	20	15	
42	20	13,34	
43	11,25	14,26	
44	11,25	15,92	
45	12,5	14,13	
46	12,5	15,79	
47	13,75	14	
48	13,75	15,66	
49	15	13,87	
50	15	15,53	
51	16,25	13,73	
52	16,25	15,39	
53	17,5	13,6	
54	17,5	15,26	
55	18,75	13,47	
56	18,75	15,13	
57	20	4	

58	0	4	
59	10	0	Encastrement
60	10	4	

Tableau IX. 3 : Coordonner des nœuds dans le portique 1.

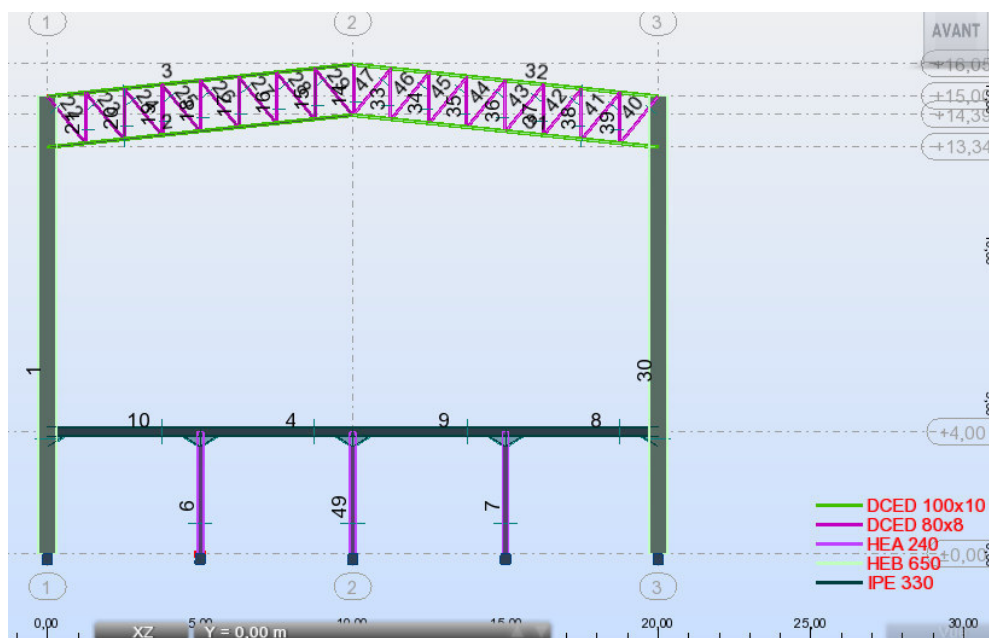


Fig IX.3 : Portique ferme avec repérage des barres.

IX.2.4 Données des barres :

Barre	Nœud 1	Nœud 2	Section	Matériau	Gamma [Deg]	Type de barre	Élément de construction
1	1	2	HEB 650	ACIER E28	0	Poteau 1	Barre
2	3	4	DCED 100x10	ACIER E28	0	ENTRAIT	Barre
3	2	5	DCED 100x10	ACIER E28	0	ARBALETRIER	Barre
4	60	7	IPE 330	ACIER E28	0	POUTRE MAITRESSE	Barre
6	6	7	HEA 240	ACIER E28	0	POTEAU PLANCHE	Barre
7	8	9	HEA 240	ACIER E28	0	POTEAU PLANCHE	Barre
8	57	9	IPE 330	ACIER E28	0	POUTRE MAITRESSE	Barre
9	9	60	IPE 330	ACIER E28	0	POUTRE MAITRESSE	Barre
10	7	58	IPE 330	ACIER E28	0	POUTRE MAITRESSE	Barre

14	4	5	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
15	26	27	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
16	28	29	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
17	30	31	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
18	32	33	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
19	34	35	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
20	36	37	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
21	38	39	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
22	2	38	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
23	39	36	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
24	37	34	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
25	35	32	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
26	33	30	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
27	31	28	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
28	29	26	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
29	27	4	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
30	40	41	HEB 650	ACIER E28	180		Barre
31	42	4	DCED 100x10	ACIER E28	0	ENTRAIT	Barre
32	41	5	DCED 100x10	ACIER E28	0	ARBALETRIER	Barre
33	43	44	DCED 80x8	ACIER E28	180	Barre	Barre
34	45	46	DCED 80x8	ACIER E28	180	Barre	Barre
35	47	48	DCED 80x8	ACIER E28	180	Barre	Barre
36	49	50	DCED 80x8	ACIER E28	180	Barre	Barre
37	51	52	DCED 80x8	ACIER E28	180	Barre	Barre
38	53	54	DCED	ACIER	180	Barre	Barre

			80x8	E28			
39	55	56	DCED 80x8	ACIER E28	180	Barre	Barre
40	41	55	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
41	56	53	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
42	54	51	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
43	52	49	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
44	50	47	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
45	48	45	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
46	46	43	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
47	44	4	DCED 80x8	ACIER E28	0	Barre	Barre
49	59	60	HEA 240	ACIER E28	0	POTEAU PLANCHE	Barre

Tableau IIX. 4 : Coordonner des Barres dans le portique 1.

IX.2.5 Charges sur le portique :

IX.2.5.a-Charge permanent :

	Profile	type	Poids unitaire	Poids total
<i>Sur la poutre maitresse</i>	Solive	IPE180	18.8 daN/m	94daN (chaque 1m)
	Tôle + dalle	/	216 daN/m ²	540 daN/m
<i>Sur la Ferme</i>	toiture	P. sandwich	17daN/m ²	85 daN/m
	Panne	IPE140	12.9daN/m	64.5daN (2.6 ; 3.8 ;5 ;5.8m)
<i>Sur le poteau</i>	Lisse	UPN120	13.3 daN/m	66.5 daN
	sablère	HEA180	35.5daN/m	177.5 daN
	bardage	LL35	14 daN/m ²	70daN

Tableau IX. 5 : Les charges permanentes dans portique 1.

IX.2.5.b Présentation des charges permanentes :

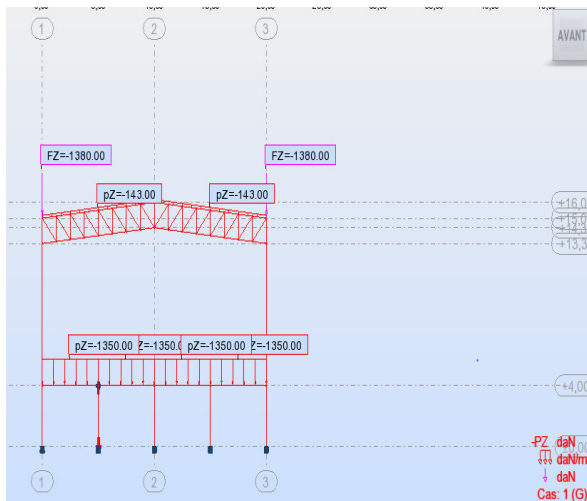


Figure IX. 4: Présentation de la charge charge permanent (hangar)

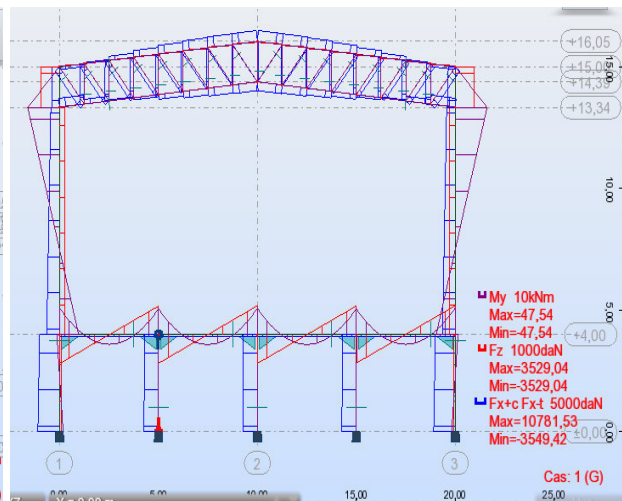


Figure IX. 5: Présentation des diagrammes du Moment de la charge permanente (IERhangar)

IX.2.5.c-Charge variable :

	Type	Charge unitaire	La charge
Sur le plancher	Charge exploitation	250 daN/m ²	1250 daN/m
Sur la toiture	Neige	22.5 daN/m ²	1.13KN/m
	vent	175.9daN/m	880KN/m
	Exploitation	100daN	100daN
Sur le poteau	Sismique	F _{X1} =1073daN	1073daN
		F _{X2} =1780daN	1217daN
	Vent	128.8daN/m ²	644daN/m

Tableau IX. 6 : Les charges variables dans portique 1.

IX.2.5.d présentation des charges variables :

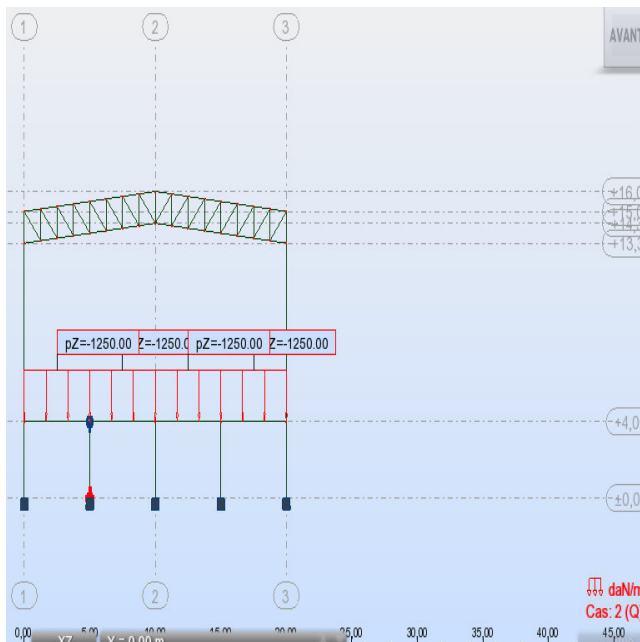


Figure IX. 6: Présentation de charge D'exploitation Sur le plancher.

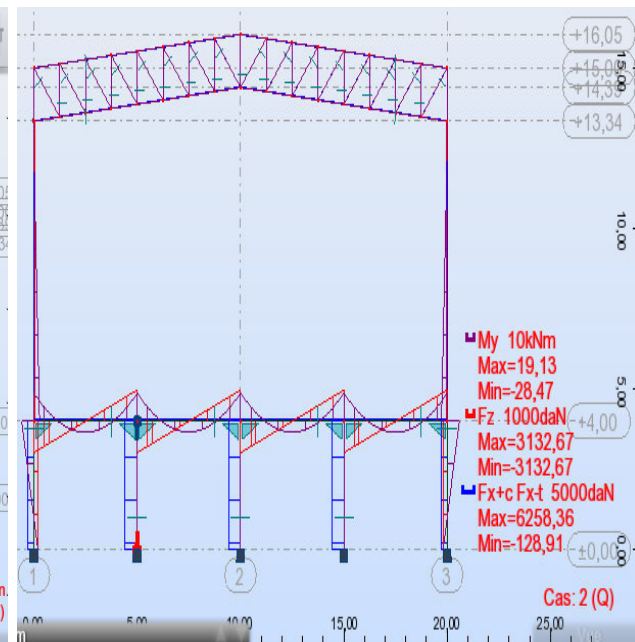


Figure IX. 7: Présentation des diagrammes du Moment de la charge D'exploitation Sur le Plancher

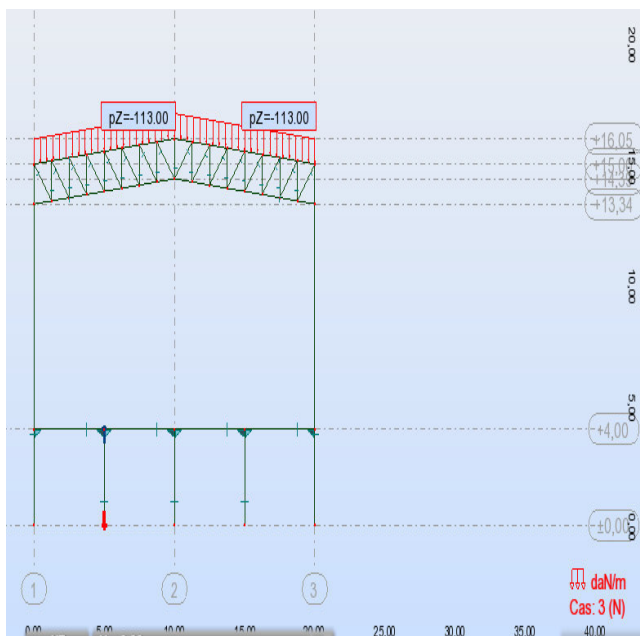


Figure IX.8: Présentation de la charge de neige.

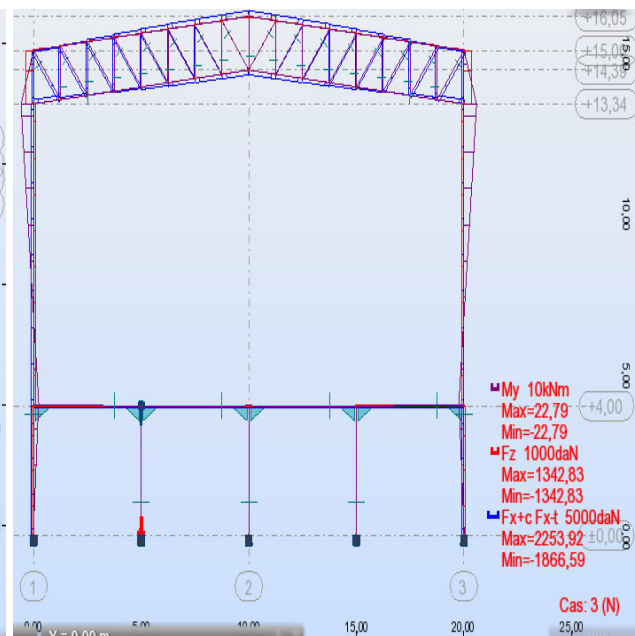


Figure IX.9: Présentation de diagramme du Moment et de charge neige.

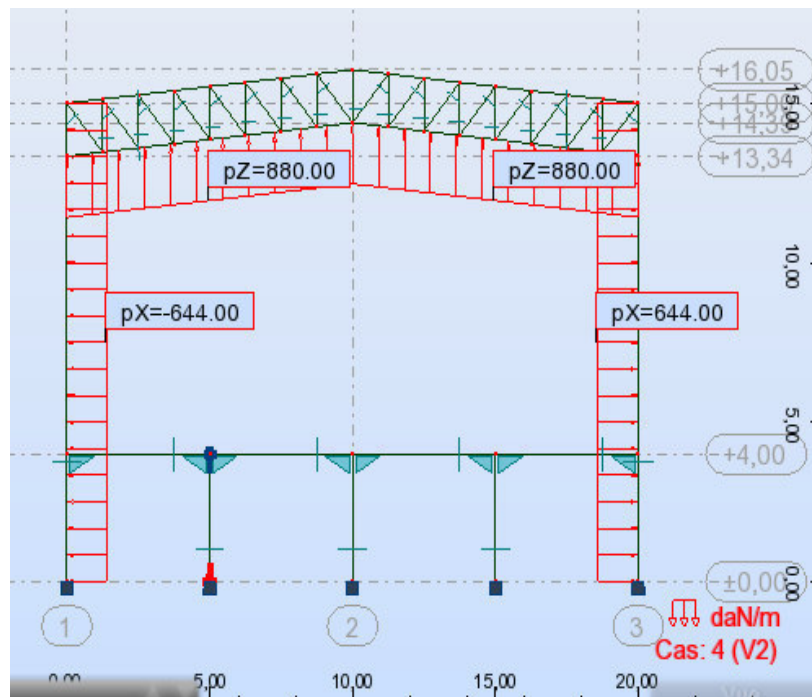


Figure IX.10: Présentation de la charge de vent sur le portique

Présentation des effort sismique sur le portique

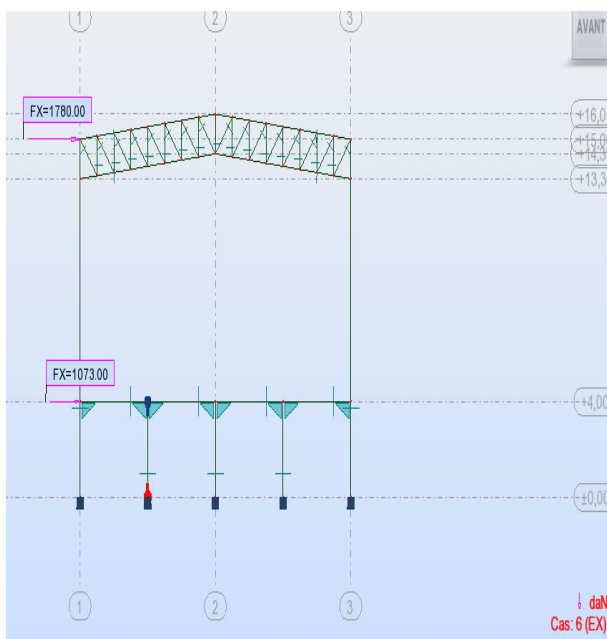


Figure IX.11: Présentation de la charge sismique Sur portique

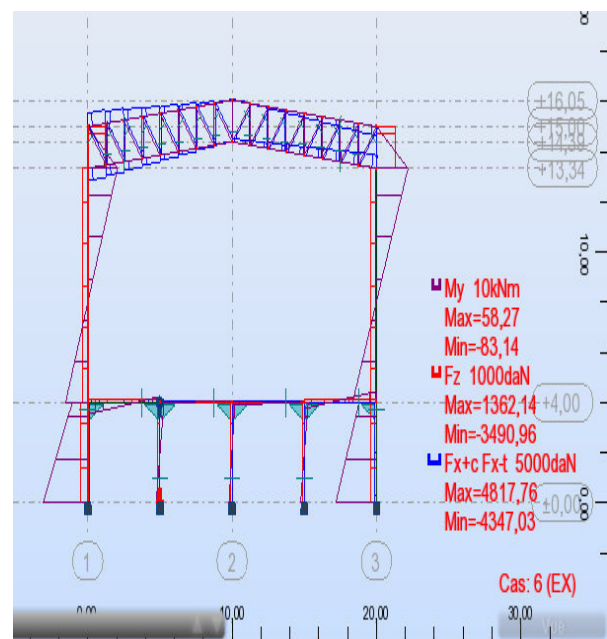


Figure IX.12: Présentation des diagrammes Moment la charge Sismique sur portique

IX.2.6 Tableau de Combinaisons des charges :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison
7 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison linéaire	ELU
9 (C)	G+1.5V2	Combinaison linéaire	ELU
10 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS
11 (C)	G+N	Combinaison linéaire	ELS
12 (C)	G+V2	Combinaison linéaire	ELS
13 (C)	G+Q+EX	Combinaison linéaire	ACC
14 (C)	G+Q+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC
15 (C)	0.8G+EX	Combinaison linéaire	ACC
16 (C)	0.8G-EX	Combinaison linéaire	ACC
17 (C)	G+Q+1.5EX	Combinaison linéaire	ACC

Tableau IX. 7 : Les combinaisons des charges.

IX.2.7 Efforts : Extrêmes globaux :

	FX [daN]	FZ [daN]	MY [kNm]
MAX	19231,06	11051,09	87,55
Barre	1	30	1
Noeud	1	41	1
Cas	7 (C)	9 (C)	16 (C)
MIN	-18657,32	-11051,09	-125,01
Barre	3	1	30
Noeud	5	2	40
Cas	9 (C)	9 (C)	17 (C)

Tableau IX. 8 : Les efforts défavorables dans portique 1.

IX.2.8 Déplacements : Extrêmes globaux :

	UX [cm]	UZ [cm]	RY [Rad]
MAX	1,09	1,27	0
Noeud	2	4	56
Cas	17 (C)	9 (C)	9 (C)
MIN	-0,73	-0,47	0
Noeud	34	4	39
Cas	16 (C)	11 (C)	9 (C)

Tableau IX. 9 : Les déplacements défavorables dans portique 1.**IX.2.9 Réactions : Extrêmes globaux :**

	FX [daN]	FZ [daN]	MY [kNm]
MAX	2913,73	19231,06	87,55
Noeud	1	1	1
Cas	9 (C)	7 (C)	16 (C)
MIN	-2913,73	-8968,27	-125,01
Noeud	40	1	40
Cas	9 (C)	4	17 (C)

Tableau IX. 10 : Les réactions défavorables dans portique 1.**IX.3 Notes de calcul :****POTEAU PLANCHE**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE :

PIECE : **6 POTEAU PLANCHE _6**POINT : **1 COORDONNEE**: **x = 0.00 L = 0.00 m**

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : $7 \cdot 1.35G + 1.5Q$ $1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50$

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 240**

$h = 23.00$ cm	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
$b = 24.00$ cm	$A_y = 64.54$ cm ²	$A_z = 25.18$ cm ²	$A_x = 76.84$ cm ²
$t_w = 0.75$ cm	$I_y = 7763.18$ cm ⁴	$I_z = 2768.81$ cm ⁴	$I_x = 41.74$ cm ⁴
$t_f = 1.20$ cm	$W_{ply} = 744.62$ cm ³	$W_{plz} = 351.69$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 19115.46$ daN $M_{y,Ed} = 0.13$ kN*m

$N_{c,Rd} = 211310.00$ daN

$M_{y,pl,Rd} = 204.77$ kN*m

$N_{b,Rd} = 173676.44$ daN

$M_{y,c,Rd} = 204.77$ kN*m

$V_{z,Ed} = -10.20$

daN

$M_{N,y,Rd} = 204.77$ kN*m

$V_{z,c,Rd} = 39978.62$ daN

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :



en z :

$L_y = 4.00$ m

$\lambda_{m,y} = 0.23$

$L_z = 4.00$ m

$\lambda_{m,z} = 0.54$

Lcr,y = 2.00 m	Xy = 0.99	Lcr,z = 2.80 m	Xz = 0.82
Lamy = 19.90	ky = 0.69	Lamz = 46.65	kzy = 0.35

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$My,Ed/My,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\Lambda_{y} = 19.90 < \Lambda_{max} = 210.00 \quad \Lambda_{z} = 46.65 < \Lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches** Non analysé**Déplacements**

$$v_x = 0.01 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.67 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 12 G+V2 (1+4)*1.00

$$v_y = 0.00 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.67 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 10 G+Q (1+2)*1.00**Profil correct !!!****Poutre maitresse****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 4Poutre maitresse **POINT :** 7 **COORDONNEE :** $x = 0.10 L = 0.50$
m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 7 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 330**

$h=33.00$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=16.00$ cm	$A_y=36.80$ cm ²	$A_z=23.02$ cm ²	$A_x=62.61$ cm ²
$t_w=0.75$ cm	$I_y=11766.90$ cm ⁴	$I_z=788.14$ cm ⁴	$I_x=28.28$ cm ⁴
$t_f=1.15$ cm	$W_{ely}=713.15$ cm ³	$W_{elz}=98.52$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 127.16$ daN $M_{y,Ed} = -43.32$ kN*m
 $N_{c,Rd} = 172177.50$ daN $M_{y,el,Rd} = 196.12$ kN*m
 $N_{b,Rd} = 112916.46$ daN $M_{y,c,Rd} = 196.12$ kN*m $V_{z,Ed} = 7540.09$
 daN
 $V_{z,c,Rd} = 36557.10$ daN
 Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

$$L_y = 5.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.19$$

$$L_z = 5.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.81$$

$$\text{Lcr},y = 2.50 \text{ m}$$

$$X_y = 1.00$$

$$\text{Lcr},z = 2.50 \text{ m}$$

$$X_z = 0.66$$

$$\text{Lamy} = 16.70$$

$$k_{yy} = 1.00$$

$$\text{Lamz} = 70.33$$

$$k_{zy} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$M_y,Ed/M_{y,c,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N,Ed/N_{c,Rd} + M_y,Ed/M_{y,c,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3 \cdot (\text{Tau},z,Ed)^2} / (f_y/gM_0) = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_z,Ed/V_{z,c,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\text{Lambda},y = 16.70 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00$$

$$\text{Lambda},z = 70.33 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00$$

STABLE

$$N,Ed/(X_{\text{min}} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_y,Ed/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) = 0.22 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(X_{\text{min}} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_y,Ed/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) = 0.22 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$$u_y = 0.00 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 2.50 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif : } 10 \text{ G+Q (1+2)*1.00}$$

$$u_z = 0.12 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 2.50 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif : } 10 \text{ G+Q (1+2)*1.00}$$

**Déplacements** Non analysé**Profil correct !!!**

IX.4 Calcul de portique 2 :

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT millenium, les notes de calcul sont données par famille on s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important.

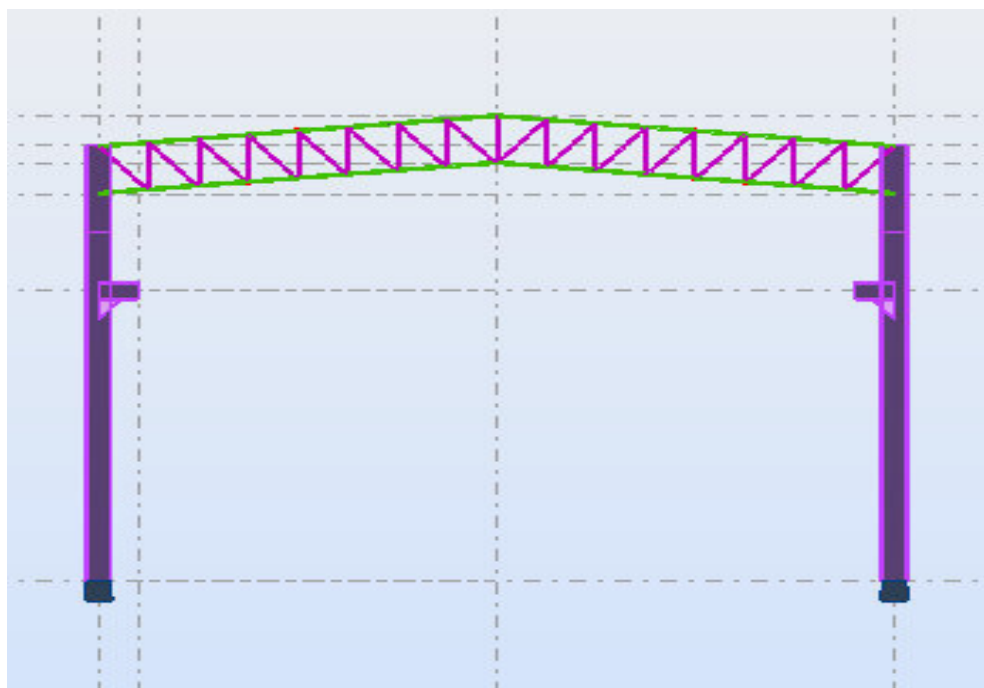


Figure IX.13: Vue de portique2

IX.4.1- Caractéristiques des Barres :

	Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
MONTON	DCED 80x8	14A29 33A47	24,54	0	0	5,19	145	270
ENTRAIT	DCED 100x10	2 3 31 32	38,3	0	0	12,67	353	658
POTEAUX	HEB 650	1 30 48 49	286,34	192,88	122,04	741,4	210616	13984

Tableau IX. 11 : Caractéristiques des Barres de portique 2.

IX.4.2 Caractéristiques des Matériaux :

	Matériau	E (kN/mm ²)	G (daN/mm ²)	NU	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)	Re (daN/mm ²)
1	ACIER E28	210	8080,00	0,30	0,00	77,01	27,50

Tableau IX. 12 : Caractéristiques d'acier.

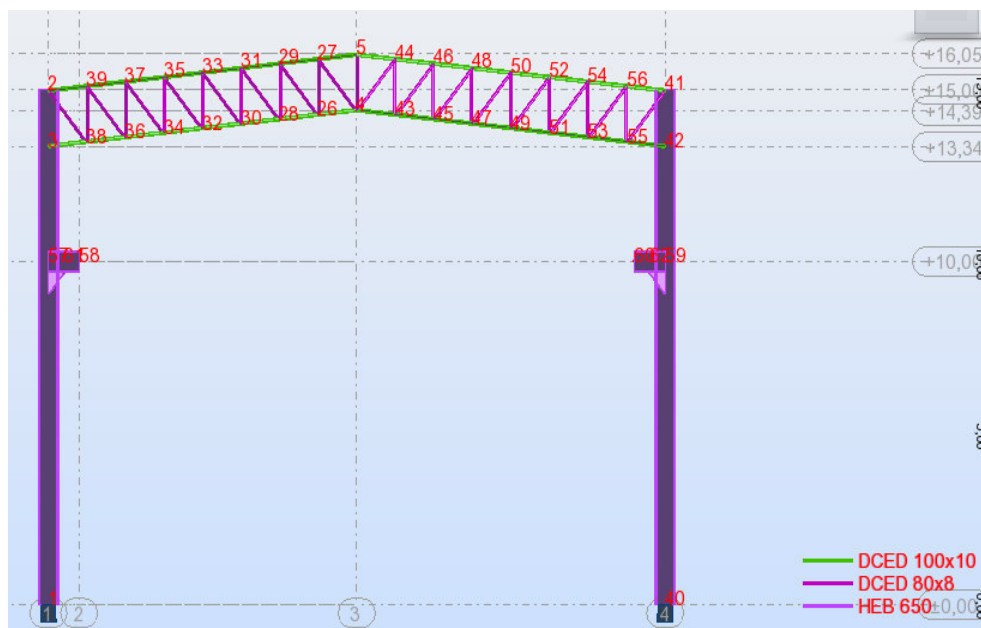


Fig IX.14 : Portique ferme avec repérage des nœuds.

IX.4.3 Données des Nœuds :

Nœud	X (m)	Z (m)	Code de l'appui	Appui
1	0	0	bbb	Encastrement
2	0	15		
3	0	13,34		
4	10	14,39		
5	10	16,05		
26	8,75	14,26		
27	8,75	15,92		
28	7,5	14,13		
29	7,5	15,79		
30	6,25	14		

31	6,25	15,66		
32	5	13,87		
33	5	15,53		
34	3,75	13,73		
35	3,75	15,39		
36	2,5	13,6		
37	2,5	15,26		
38	1,25	13,47		
39	1,25	15,13		
40	20	0	bbb	Encastrement
41	20	15		
42	20	13,34		
43	11,25	14,26		
44	11,25	15,92		
45	12,5	14,13		
46	12,5	15,79		
47	13,75	14		
48	13,75	15,66		
49	15	13,87		
50	15	15,53		
51	16,25	13,73		
52	16,25	15,39		
53	17,5	13,6		
54	17,5	15,26		
55	18,75	13,47		
56	18,75	15,13		
57	0	10		
58	1	10		
59	20	10		
60	19	10		
61	0,5	10		
62	19,5	10		

Tableau IX. 13 : Coordonner des nœuds dans le portique 2.

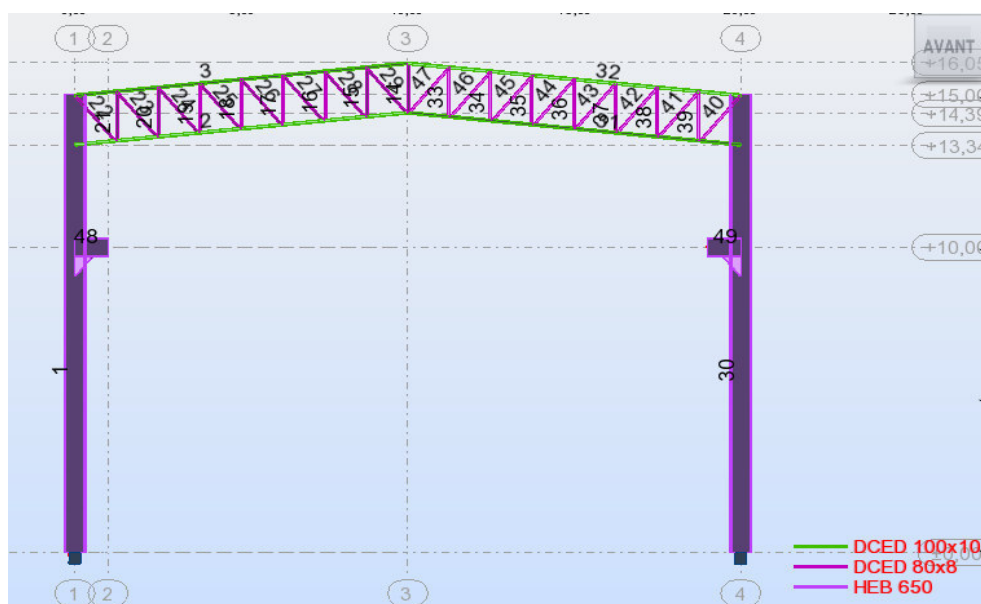


Fig IX.15: Portique ferme avec repérage des barres.

IX.4.4 Données des barres :

Barre	Nœud 1	Nœud 2	Section	Matériau	Gamma [Deg]	Type de barre	Élément de construction
1	12	2	HEB 650	ACIER E28	0	POTEAUX	Barre
2	3	4	DCED 100x10	ACIER E28	180	ENTRAIT	Barre
3	2	5	DCED 100x10	ACIER E28	0	ARBALETRIE R	Barre
14	4	5	DCED 80x8	ACIER E28	0	MONTON	Barre
15	26	27	DCED 80x8	ACIER E28	0	MONTON	Barre
16	28	29	DCED 80x8	ACIER E28	0	MONTON	Barre
17	30	31	DCED 80x8	ACIER E28	0	MONTON	Barre
18	32	33	DCED 80x8	ACIER E28	0	MONTON	Barre
19	34	35	DCED 80x8	ACIER E28	0	MONTON	Barre
20	36	37	DCED 80x8	ACIER E28	0	MONTON	Barre
21	38	39	DCED 80x8	ACIER E28	0	MONTON	Barre
22	2	38	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
23	39	36	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
24	37	34	DCED	ACIER	0	DIAGONAL	Barre

			80x8	E28			
25	35	32	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
26	33	30	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
27	31	28	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
28	29	26	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
29	27	4	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
30	40	41	HEB 650	ACIER E28	180	POTEAUX	Barre
31	42	4	DCED 100x10	ACIER E28	180	ENTRAIT	Barre
32	41	5	DCED 100x10	ACIER E28	0	ARBALETRIE R	Barre
33	43	44	DCED 80x8	ACIER E28	180	MONTON	Barre
34	45	46	DCED 80x8	ACIER E28	180	MONTON	Barre
35	47	48	DCED 80x8	ACIER E28	180	MONTON	Barre
36	49	50	DCED 80x8	ACIER E28	180	MONTON	Barre
37	51	52	DCED 80x8	ACIER E28	180	MONTON	Barre
38	53	54	DCED 80x8	ACIER E28	180	MONTON	Barre
39	55	56	DCED 80x8	ACIER E28	180	MONTON	Barre
40	41	55	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
41	56	53	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
42	54	51	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
43	52	49	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
44	50	47	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
45	48	45	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
46	46	43	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
47	44	4	DCED 80x8	ACIER E28	0	DIAGONAL	Barre
48	57	58	HEB 650	ACIER E28	0	CONSOL	Barre

49	59	60	HEB 650	ACIER E28	0	CONSOL	Barre
----	----	----	---------	-----------	---	--------	-------

Tableau IX. 14 : Coordonner des Barres dans le portique 2.

IX.4.5 Charges sur le portique :

IX.4.5.a Charge permanent :

	Profile	type	Poids unitaire	Poids total
Sur (consol)	Poutre roulant	HEB650	224.8daN/m	2248KN
	rail	A65	43.5daN	4350 daN
Sur la ferme	toiture	P.SANDWISH	17daN	170 KN/m
	Panne	IPE140	12.9daN/m	64.5 KN(0.2 ;2.4m)
Sur le poteau	Lisse	UPN120	13.3daN/m	66.5daN
	bardage	LL35	14daN	70daN

Tableau IX. 15 : Les charges permanentes dans portique 2.

IX.4.5.b Présentation des charges permanentes :

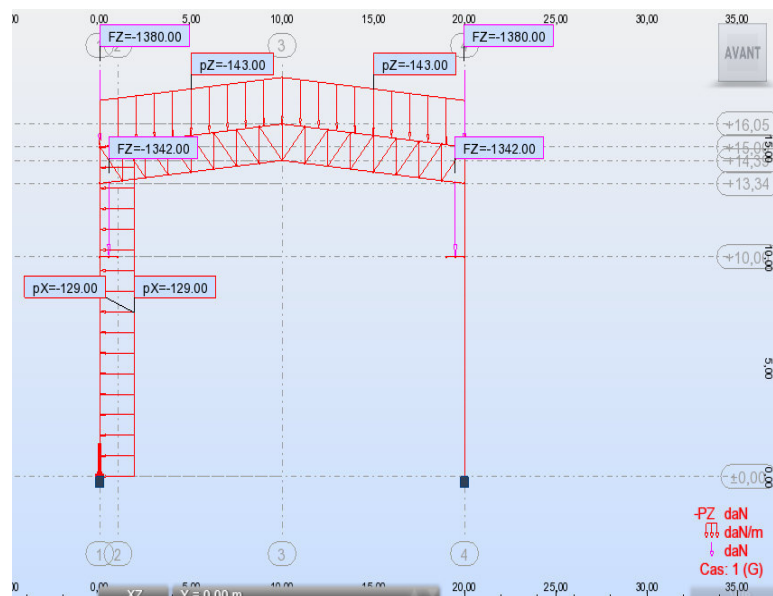


Figure IX. 16: Présentation de la charge permanente (2EM Portique)

IX.4.5.c charge variable :

	Type	Charge unitaire	La charge
Sur la toiture	Charge exploitation	100daN	100 daN
	Neige	22.5 daN/m ²	113.daN/m
	Vent	175.9daN/m ²	880daN
Sur le poteau	Le vent	128.8daN/m ²	644daN / m
	Sismique	1457 daN	1457daN
		1337daN	1337daN

Tableau IX. 16 : Présentation de la charge permanente (2EM Portique).

IX.4.5.d-Présentation des charges variables :

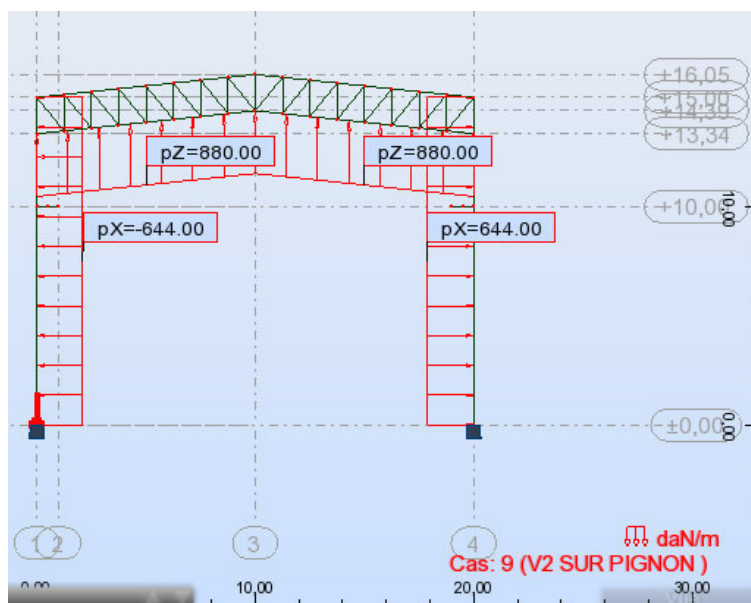


Figure IX. 17: Présentation de la charge de vent.

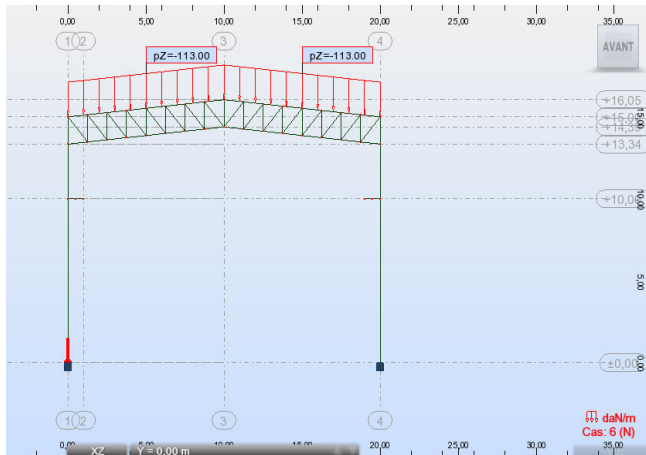


Figure IX. 18: Présentation de la charge la charge de neige

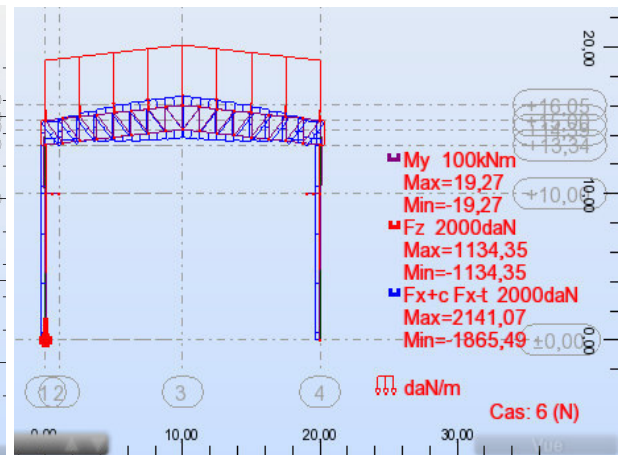


Figure IX. 19: Présentation de diagramme du moment de la charge de neige

Présentation des efforts sismique sur portique

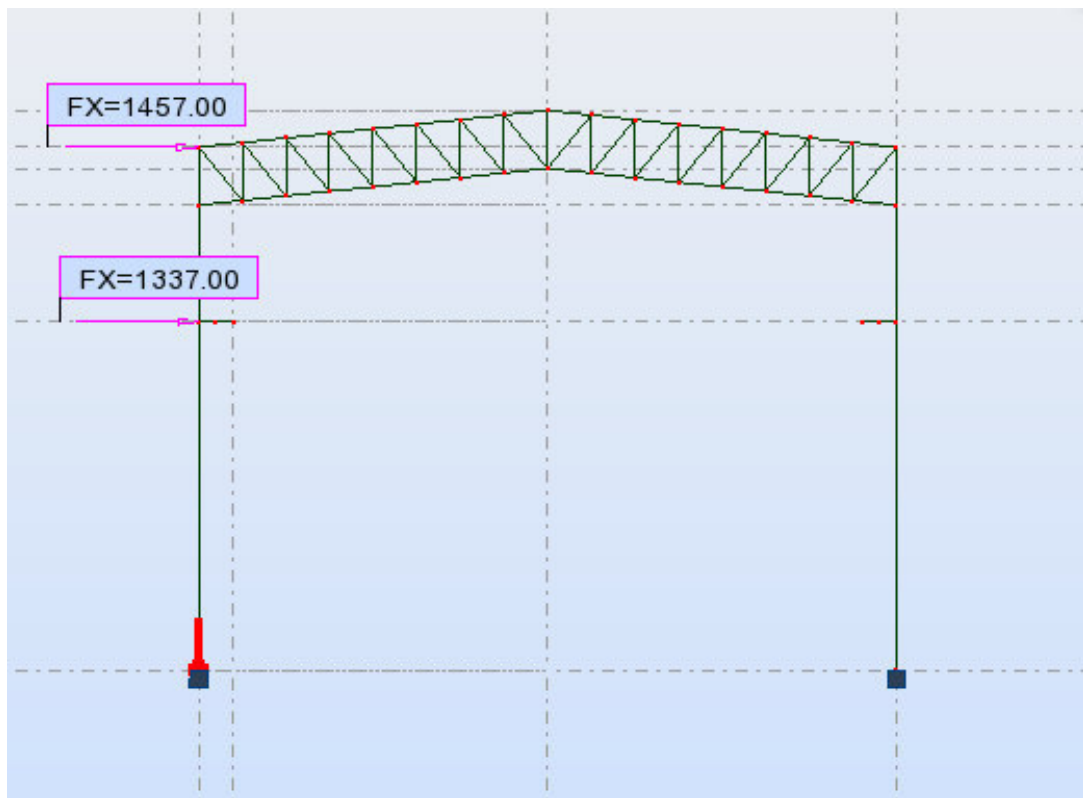


Figure IX.20: Présentation de la charge sismique.

IX.4.6 Tableau de Combinaisons des charges :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Nature du cas	Définition
10 (C)	1.35G+1.5Q1	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.35+2*1.50$
11 (C)	1.35G+1.5Q2	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.35+3*1.50$
12 (C)	1.35G+1.5Q3	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.35+4*1.50$
13 (C)	1.35G+1.5Q4	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.35+5*1.50$
14 (C)	1.35G+1.5N	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.35+6*1.50$
15 (C)	G+1.5V2 PIGNON	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.00+9*1.50$
16 (C)	G+Q1	Combinaison linéaire	ELS	Catégorie A	$(1+2)*1.00$
17 (C)	G+Q2	Combinaison linéaire	ELS	Catégorie A	$(1+3)*1.00$
18 (C)	G+Q3	Combinaison linéaire	ELS	Catégorie A	$(1+4)*1.00$
19 (C)	G+Q4	Combinaison linéaire	ELS	Catégorie A	$(1+5)*1.00$
20 (C) (CQC)	G+Q1+EX	Combinaison linéaire	ELS	sismique	$(1+2+8)*1.00$
21 (C) (CQC)	G+Q2+EX	Combinaison linéaire	ELS	sismique	$(1+3+8)*1.00$
22 (C) (CQC)	G+Q3+EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+4+8)*1.00$
23 (C) (CQC)	G+Q4+EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+5+8)*1.00$
24 (C) (CQC)	G+Q1+1.2E X	Combinaison linéaire	ELS	sismique	$(1+2)*1.00+8*1.20$
25 (C) (CQC)	G+Q2+1.2E X	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3)*1.00+8*1.20$
26 (C) (CQC)	G+Q3+1.2E X	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+4)*1.00+8*1.20$
27 (C) (CQC)	G+Q4+1.2E X	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+5+8)*1.00$
28 (C)	0.8G+Q1	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$1*0.80+2*1.00$
29 (C)	0.8G-Q1	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$1*0.80+2*-1.00$
30 (C)	0.8G+Q2	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$1*0.80+3*1.00$
31 (C)	0.8G-Q2	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$1*0.80+4*-1.00$
32 (C)	0.8G+Q4	Combinaison	ACC	sismique	$1*0.80+5*1.00$

		linéaire			
33 (C)	0.8G-Q4	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$1*0.80+5*-1.00$
34 (C) (CQC)	G+Q1+EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+2+8)*1.00$
35 (C) (CQC)	G+Q2+EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3+8)*1.00$
36 (C) (CQC)	G+Q3+EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+4+8)*1.00$
37 (C) (CQC)	G+Q4+EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+5+8)*1.00$
38 (C) (CQC)	G+Q1+1.5E X	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+2)*1.00+8*1.5$ 0
39 (C) (CQC)	G+Q2+1.5E X	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3)*1.00+8*1.5$ 0
40 (C) (CQC)	G+Q3+1.5E X	Combinaison linéaire	ACC	accidentelle	$(1+4)*1.00+8*1.5$ 0
41 (C) (CQC)	G+Q4+1.5E X	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+5)*1.00+8*1.5$ 0

Tableau IX. 17 : Les combinaisons défavorables dans portique 2.

IX.4.7 Efforts : Extrêmes globaux :

	FX [daN]	FZ [daN]	MY [kNm]
MAX	38038,69	26838,17	468,33
Barre	1	48	1
Noeud	1	57	1
Cas	11 (C)	10 (C)	11 (C)
Mode			
MIN	-18709,94	-15205,9	-423,85
Barre	3	48	30
Noeud	5	57	40
Cas	15 (C)	29 (C)	40 (C) (CQC)
Mode			

Tableau IX. 18 : Les efforts défavorables dans portique 2.

IX.4.8 Déplacements : Extrêmes globaux :

	UX [mm]	UZ [mm]	RY [Rad]
MAX	106,08	12,63	0,01
Noeud	2	4	58
Cas	38 (C) (CQC)	15 (C)	38 (C) (CQC)
Mode			
MIN	-27,7	-8,06	0
Noeud	56	4	60
Cas	13 (C)	14 (C)	13 (C)
Mode			

Tableau IX. 19 : Les déplacements défavorables dans portique 2.**IX.4.9 Réactions : Extrêmes globaux :**

	FX [daN]	FZ [daN]	MY [kNm]
MAX	11051,37	38038,69	642,43
Noeud	1	1	1
Cas	39 (C) (CQC)	11 (C)	39 (C) (CQC)
Mode			
MIN	-4139,99	-10297,04	-202,42
Noeud	40	40	40
Cas	12 (C)	31 (C)	12 (C)
Mode			

Tableau IX. 20 : Les réactions défavorables dans portique 2

X.5 Notes de calcul :

POTEAUX_30

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 30 POTEAUX_30 POINT : 1

COORDONNEE : $x = 0.00$ L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 26 G+Q3+1.2EX (1+4)*1.00+8*1.20

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : HEB 650**

h=65.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.00 cm	Ay=200.90 cm ²	Az=122.04 cm ²	Ax=286.34 cm ²
tw=1.60 cm	Iy=210616.00 cm ⁴	Iz=13984.00 cm ⁴	Ix=741.40 cm ⁴
tf=3.10 cm	Wply=7319.88 cm ³	Wplz=1441.41 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 27039.80 daN $M_{y,Ed} = 365.26$ kN*m

Nc,Rd = 787435.00 daN

$M_{y,pl,Rd} = 2012.97$ kN*m

Nb,Rd = 361327.01 daN
5908.22 daN

My,c,Rd = 2012.97 kN*m

Vz,Ed = -

MN,y,Rd = 2012.97 kN*m

Vz,c,Rd = 193764.52 daN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

Ly = 15.00 m

Lam_y = 1.26

Lz = 15.00 m

Lam_z = 1.24

Lcr,y = 29.72 m

Xy = 0.49

Lcr,z = 7.50 m

Xz = 0.46

Lamy = 109.60

kyy = 0.99

Lamz = 107.32

kzy = 0.53

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 109.60 < \lambda_{max} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 107.32 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$$v_x = 85.91 \text{ mm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 100.00 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 24 G+Q1+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20

$v_y = 0.00 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 100.00 \text{ mm}$ Vérifié

Cas de charge décisif : 16 G+Q1 (1+2)*1.00

Profil correct !!!

ENTRAIT

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 2 ENTRAIT_2 **POINT :** 7 **COORDONNEE :** $x = 1.00 \text{ L} = 10.05 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 15 G+1.5V2 PIGNON 1*1.00+9*1.50

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : DCED 100x10

$h=10.00 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.00 \text{ cm}$	$A_y=20.00 \text{ cm}^2$	$A_z=20.00 \text{ cm}^2$	$A_x=38.30 \text{ cm}^2$
$tw=1.00 \text{ cm}$	$I_y=353.00 \text{ cm}^4$	$I_z=658.00 \text{ cm}^4$	$I_x=12.67 \text{ cm}^4$

tf=1.00 cm Wely=49.16 cm³ Welz=65.80 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 14662.21 daN My,Ed = -1.43 kN*m

Nc,Rd = 105325.00 daN

My,el,Rd = 13.52 kN*m

Nb,Rd = 67067.73 daN

My,c,Rd = 13.52 kN*m

Vz,Ed = -804.36

daN

Vz,c,Rd = 31754.26 daN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

L_y = 1.25 m

Lam_y = 0.43

L_z = 3.75 m

Lam_z = 0.94

L_{cr,y} = 1.13 m

X_y = 0.92

L_{cr,z} = 3.38 m

X_z = 0.64

Lam_y = 37.06

k_{yy} = 1.11

Lam_z = 81.43

k_{zy} = 1.06

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.24 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,Ed})^2} / (f_y/gM_0) = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\Lambda_{y} = 37.06 < \Lambda_{y,max} = 210.00$$

$$\Lambda_{z} = 81.43 < \Lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) = 0.34 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

ARBALETRIER

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 3 ARBALETRIER_3

POINT : 7 COORDONNEE

: $x = 0.88 L = 8.80 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 15 G+1.5V2 PIGNON 1*1.00+9*1.50

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : DCED 100x10

$h=10.00 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.00 \text{ cm}$	$A_y=20.00 \text{ cm}^2$	$A_z=20.00 \text{ cm}^2$	$A_x=38.30 \text{ cm}^2$
$tw=1.00 \text{ cm}$	$I_y=353.00 \text{ cm}^4$	$I_z=658.00 \text{ cm}^4$	$I_x=12.67 \text{ cm}^4$
$tf=1.00 \text{ cm}$	$W_{ply}=97.97 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=109.00 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$$N_{,Ed} = -18875.38 \text{ daN}$$

$$M_{y,Ed} = -0.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{t,Rd} = 105325.00 \text{ daN}$$

$$M_{y,pl,Rd} = 26.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,c,Rd} = 26.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,Ed} = -122.14 \text{ daN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 26.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,c,Rd} = 31754.26 \text{ daN}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.00 \text{ mm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 50.27 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 16 G+Q1 (1+2)*1.00

$$u_z = 2.54 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 50.27 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 24 G+Q1+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20



Déplacements

$$v_x = 2.22 \text{ mm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 67.03 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 24 G+Q1+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20

Profil correct !!!

MONTON

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 39 MONTON_39 **POINT :** 7
1.66 m

COORDONNEE : $x = 1.00$ L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 15 G+1.5V2 PIGNON 1*1.00+9*1.50

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : DCED 80x8

h=8.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.00 cm	Ay=12.80 cm ²	Az=12.80 cm ²	Ax=24.54 cm ²
tw=0.80 cm	Iy=145.00 cm ⁴	Iz=270.00 cm ⁴	Ix=5.19 cm ⁴
tf=0.80 cm	Wply=50.16 cm ³	Wplz=55.81 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = -8352.77 \text{ daN}$

$N_{t,Rd} = 67485.00 \text{ daN}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.00 \text{ mm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 8.30 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif : 16 G+Q1 (1+2)*1.00

$u_z = 0.00 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 8.30 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif : 24 G+Q1+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20



Déplacements

$v_x = 2.75 \text{ mm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 11.07 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif : 24 G+Q1+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20

$v_y = 0.00 \text{ mm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 11.07 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif : 16 G+Q1 (1+2)*1.00

Profil correct !!!

DIAGONAL**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 40 DIAGONAL_40POINT : 4

COORDONNEE : $x = 0.50 L =$

0.99 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 15 G+1.5V2 PIGNON 1*1.00+9*1.50

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : DCED 80x8

$h=8.00$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=16.00$ cm	$A_y=12.80$ cm ²	$A_z=12.80$ cm ²	$A_x=24.54$ cm ²
$tw=0.80$ cm	$I_y=145.00$ cm ⁴	$I_z=270.00$ cm ⁴	$I_x=5.19$ cm ⁴
$tf=0.80$ cm	$W_{ely}=25.26$ cm ³	$W_{elz}=33.75$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 11631.10$ daN $M_{y,Ed} = 0.06$ kN*m

$N_{c,Rd} = 67485.00$ daN

$M_{y,el,Rd} = 6.95$ kN*m

$N_{b,Rd} = 50989.08$ daN

$M_{y,c,Rd} = 6.95$ kN*m

Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :



en z :

$$L_y = 1.97 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,y} = 0.75$$

$$L_z = 1.97 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,z} = 0.69$$

$$L_{cr,y} = 1.58 \text{ m}$$

$$X_y = 0.76$$

$$L_{cr,z} = 1.97 \text{ m}$$

$$X_z = 0.79$$

$$\lambda_{m,y} = 64.99$$

$$k_{yy} = 1.08$$

$$\lambda_{m,z} = 59.53$$

$$k_{zy} = 1.09$$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{m,y} = 64.99 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

$$\lambda_{m,z} = 59.53 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$$u_y = 0.00 \text{ mm} < u_{y,max} = L/200.00 = 9.87 \text{ mm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : 16 G+Q1 (1+2)*1.00

$$u_z = 0.08 \text{ mm} < u_{z,max} = L/200.00 = 9.87 \text{ mm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : 24 G+Q1+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20**Déplacements**

$$v_x = 3.12 \text{ mm} < v_{x,max} = L/150.00 = 13.16 \text{ mm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : 24 G+Q1+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20

$v_y = 0.00 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 13.16 \text{ mm}$ Vérifié

Cas de charge décisif : 16 G+Q1 (1+2)*1.00

Profil correct !!!

CONSOL

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 49 CONSOL_49 **POINT :** 7

COORDONNEE : $x = 0.50 L =$

0.50 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 12 1.35G+1.5Q3 1*1.35+4*1.50

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : HEB 650

h=65.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.00 cm	Ay=186.00 cm ²	Az=94.08 cm ²	Ax=286.34 cm ²
tw=1.60 cm	Iy=210616.00 cm ⁴	Iz=13984.00 cm ⁴	Ix=741.40 cm ⁴
tf=3.10 cm	Wely=6480.49 cm ³	Welz=932.27 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 4741.95 \text{ daN}$ $M_{y,Ed} = -0.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N_{c,Rd} = 787435.00 \text{ daN}$

$M_{y,el,Rd} = 1782.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$

A

$N_{b,Rd} = 735712.34 \text{ daN}$

$M_{y,c,Rd} = 1782.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} =$

26665.54 daN

$V_{z,c,Rd} = 149372.06 \text{ daN}$

$M_{b,Rd} = 1782.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z = 1.00$

$M_{cr} = 127995.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Courbe,LT - d

$L_{cr,upp} = 2.00 \text{ m}$

$Lam_{LT} = 0.12$

$f_{i,LT} = 0.48$

$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

$L_y = 1.00 \text{ m}$

$Lam_y = 0.07$

$L_z = 1.00 \text{ m}$

$Lam_z = 0.33$

$L_{cr,y} = 2.00 \text{ m}$

$X_y = 1.00$

$L_{cr,z} = 2.00 \text{ m}$

$X_z = 0.93$

$L_{amy} = 6.17$

$k_{yy} = 1.00$

$L_{amz} = 28.56$

$k_{zy} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.3.(1))

$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{,z,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.18 < 1.00$ (6.2.1.(5))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$\lambda_{a,y} = 6.17 < \lambda_{a,max} = 210.00$

$\lambda_{a,z} = 28.56 < \lambda_{a,max} = 210.00$

STABLE

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_{min}*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_{min}*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.00 \text{ mm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 5.00 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 16 G+Q1 (1+2)*1.00

$$u_z = 0.21 \text{ mm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 5.00 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 24 G+Q1+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20



Déplacements

$$v_x = 0.00 \text{ mm} < v_x \text{ max} = L/700.00 = 1.43 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 24 G+Q1+1.2EX (1+2)*1.00+8*1.20

$$v_y = 0.00 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/700.00 = 1.43 \text{ mm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 16 G+Q1 (1+2)*1.00

Profil correct !!!

Romarque:

Manque un etude de portique dans le sense de long pan probleme de tempes

IX.6. Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer les types de profilés des éléments principaux (poteaux et poutres) qui sont capables de résister à leurs poids propres respectifs et à tous les efforts extrêmes auxquels ils sont soumis sous les combinaisons les plus défavorables.

Chapitre X: Etude Des Assemblages

X.1 Généralités

X.1.1 Rôle des assemblages :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté.

X.1.2 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux

X.2 : Assemblage Poteau - Ferme en treillis :

On va les traités manuellement

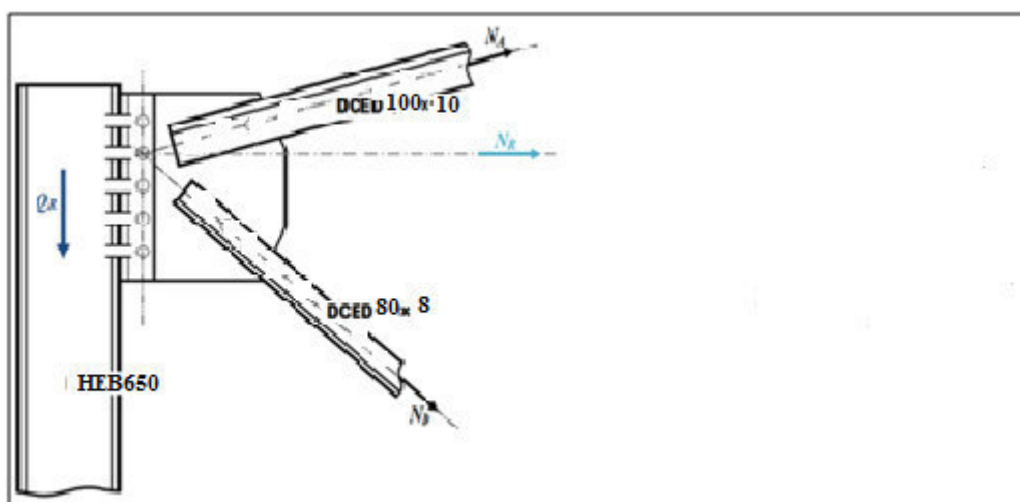


Fig X.1 : Attache Poteau - Arbalétrier - Diagonal.

$$\left. \begin{array}{l} N_{AX}=116.39\text{KN} \\ N_{DX}=15.70\text{KN} \end{array} \right\} N_R = N_{AX} + N_{DX} = 132.09 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{AZ}=3.198 \text{ KN} \\ N_{DZ}=0.159\text{KN} \end{array} \right\} Q_R = N_{AZ} + N_{DZ} = 3.357\text{KN}$$

Définition des paramètres géométriques selon l'Eurocode3 :

Boulons : nous choisirons des boulons classe **HR 10.9** de diamètre **d= 22 mm**.

$$e_1 \geq 1.2d_0 \text{ donc } e_1 \geq 1.2 \times 24 = 28.8\text{mm} \rightarrow e_1 = 40\text{mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 \text{ donc } p_1 \geq 2.2 \times 24 = 52.8\text{mm} \rightarrow p_1 = 80\text{mm}$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 \text{ donc } e_2 \geq 1.5 \times 24 = 36\text{mm} \rightarrow e_2 = 40\text{mm}$$

$$p_2 \geq 3d_0 \text{ donc } p_2 \geq 3 \times 24 = 72\text{mm} \rightarrow p_2 = 80\text{mm}$$

X.2.1 Calcul des boulons d'attache sur poteau :

On a les boulons sont soumis a des efforts combines de cisaillement et de traction, donc la condition a vérifie est :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

X.2.2 Cisaillement vertical :

$$F_{V,sd} = \frac{Q_R}{2 \cdot n} = \frac{3.357}{2 \times 5}$$

$$F_{V,sd} = 0.336\text{KN}$$

X.2.3 Traction maximale :

$$F_{t,sd} = \frac{N_R \cdot h \cdot l_i(\max)}{2 \cdot \sum l_i^2} = \frac{N_R \cdot h \cdot l_6}{2 \cdot (l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 + l_4^2 + l_5^2 + l_6^2)} = \frac{132.09 \times 320 \times 360}{2 \times (40^2 + 120^2 + 200^2 + 280^2 + 360^2)}$$

$$F_{t,sd} = 28.82\text{KN}$$

X.2.4. Resistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times 1 \times 10^6 \times 3.8 \times 10^{-4}}{1.25} = 182.4\text{KN}$$

$$F_{v,Rd} = 182.4\text{KN}$$

X.2.5 Résistance en traction des boulons :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 1 \times 10^6 \times 3,8 \times 10^{-4}}{1,25} = 273,6 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 273,6 \text{ KN}$$

$$\frac{0,336}{182,4} + \frac{28,82}{1,4 \times 273,5} = 0,07 < 1 \quad \text{Vérifie}$$

X.2.6. Vérification à la pression diamétrale :

Les boulons d'attache du gousset étant les plus sollicités il suffit de vérifier leur pression diamétrale sans vérifier le reste des boulons.

Cornière d'attache gousset- poteau : DCED 100×100×10

Il faut vérifier que :

$$N_R + Q_R < n \cdot m \cdot F_b$$

- $N_R = 132,09 \text{ N}$.
- $Q_R = 3,357 \text{ KN}$.
- **n**: Nombre de boulons.
- **n = 5 boulons**
- **m**: Nombre d'interfaces de frottement.
- **m = 2**
- $F_b = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}}$
- $t = 10 \text{ mm}$.
- $f_u = 0,43 \text{ KN/mm}^2$.
- $d = 22 \text{ mm}$.
- $\gamma_{Mb} = 1,25$.
- $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0} ; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$

$$\alpha = 0,61.$$

$$\text{Donc : } F_b = 2,5 \times 0,61 \times 0,43 \times 22 \times \frac{10}{1,25}$$

$$F_b = 115,41 \text{ KN}$$

$$N_R + Q_R = 132.09 + 3.357$$

$$N_R + Q_R = 135.44N$$

$$n.m.F_b = 5 \times 2 \times 115.41$$

$$n.m.F_b = 1154.1KN$$

$$N_R + Q_R = 135.44N < n.m.F_b = 1154.1KN$$

La pression diamétrale est vérifiée.

X.3.Assemblage des éléments de la ferme :

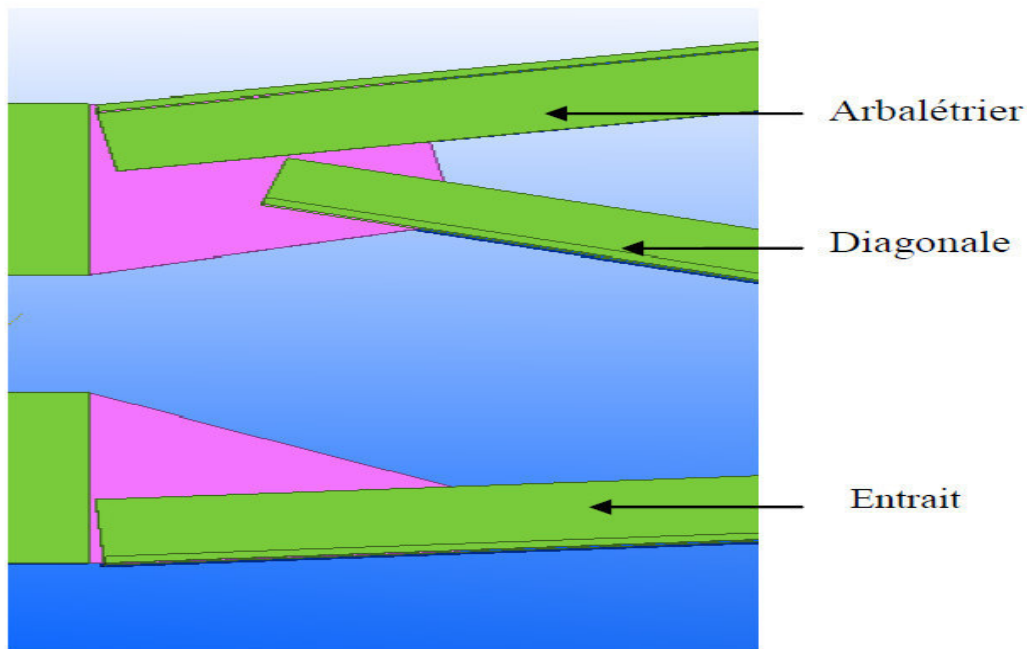


Figure .X.2. : Assemblage des éléments de la ferme par soudage

X .4. Assemblage panne – Traverse:

➤ Dimensionnement de l'échantignolle

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

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

Un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses appelé échantignolle.

Pour IPE 140 : **b= 73 mm** et **h= 140 mm**

$$73 \text{ mm} \leq t \leq 109.5 \text{ mm} \text{ Soit } t= 10\text{cm}=100\text{mm}$$

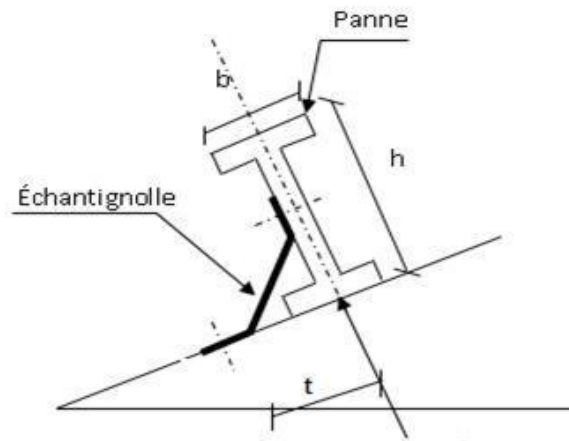


Figure. X.3 : Assemblage panne –traverse.

➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$Q_z = (1,35G + 1,5Q) \cos \alpha = 1.24 \text{ KN / m}$$

$$Q_y = (1,35G + 0,9 \times 1,5(S_n + Q)) \sin \alpha = 0.16 \text{ KN / m}$$

$$R_y = \frac{Q_y \times L}{2} = \frac{0.16 \times 5}{2} = 0.4 \text{ KN}$$

$$R_z = \frac{Q_z \times L}{2} = \frac{1.24 \times 5}{2} = 3.1 \text{ KN}$$

➤ Calcul de moment de renversement :

$$M_r = R_y \times t + R_z (H / 2) = 0.4 \times 0.1 + 3.1 \times (0.14 / 2) = 0.257 \text{ KN.m}$$

➤ Dimensionnement :

$$\sigma = \frac{Mr}{W_{ech}} \leq \sigma_e \Rightarrow W_{ech} \geq \frac{Mr}{\sigma_e} = \frac{0.257 \times 10^3}{0.275} = 934.55 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ CAE } 100 \times 10 \quad b = 2 \times a = 2 \times 100 = 200 \text{ mm}$$

$$W_{ech} = \frac{b \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6 \times W_{ech}}{200}} = \sqrt{\frac{6 \times 934.55}{200}} = 5.29 \text{ mm}$$

Donc : on adopte pour l'attache des pannes un échantignolle d'épaisseur :

e=8mm et de largeur, a=200mm avec des boulons $\varnothing=8\text{mm}$.

➤ **Vérification des boulons au cisaillement + traction :**

Les boulons (1) et (2) sont soumis à un effort de traction + cisaillement, et doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{V_1}{F_v} + \frac{T_1}{1.4 \cdot F_T} \leq 1 \dots \text{(Jean Morel P46) Avec : } \begin{cases} V_1 = R_y = 0.4 \text{ kN} \\ T_1 = R_z = 3.1 \text{ kN} \end{cases}$$

On a des boulons $\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 36.6 \text{ mm}^2$ de classe 4.6 $\Rightarrow f_{ub} = 0.4 \text{ kN} / \text{mm}^2$

$$F_T = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 0.9 \times 0.4 \times \frac{36.6}{1.50} = 8.78 \text{ kN}$$

$$F_v = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 0.6 \times 0.4 \times \frac{36.6}{1.25} = 7.027 \text{ kN}$$

$$\frac{V_1}{F_v} + \frac{T_1}{1.4 \times F_T} = \frac{0.4}{7.027} + \frac{3.1}{1.4 \times 8.78} = 0.31 < 1 \dots \dots \dots \text{v\'erifi\'e}$$

X.5.L'attache de l diagonale UUPN120 avec le poteau HEB650 :

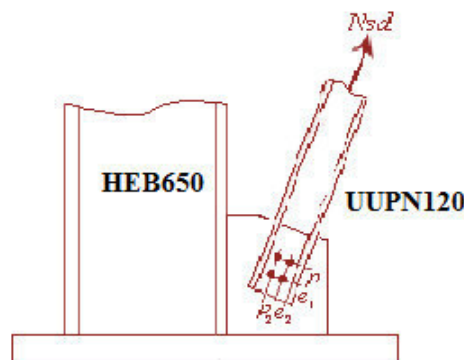


Figure. X.4 : Disposition des boulons diagonale de palée de stabilité.

Dans cet assemblage on utilise 4 boulons de diamètre $\phi 18$ de classe 10.9

$$A_s = 192 \times 10^{-6} \text{ m}^2, F_{ub} = 1 \times 10^6 \text{ KN} / \text{m}^2, F_{yb} = 9 \times 10^5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Disposition des boulons :

$$e_1 \geq 1.2d_0 \text{ donc } e_1 \geq 1.2 \times 20 = 24 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 \text{ donc } p_1 \geq 2.2 \times 20 = 44\text{mm} \rightarrow p_2 = 80\text{mm}$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 \text{ donc } e_2 \geq 1.5 \times 20 = 30\text{mm} \rightarrow e_2 = 40\text{mm}$$

$$p_2 \geq 3d_0 \text{ donc } p_2 \geq 3 \times 20 = 60\text{mm} \rightarrow p_2 = 80\text{mm}$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$F_{sd} = N_{sd} = 210.47\text{KN}$$

$$N_{t.sd} = F_{sd} \times \sin \alpha = 210.47 \times \sin 45^\circ = 148.82\text{KN}$$

$$N_{v.sd} = F_{sd} \times \cos \alpha = 210.47 \times \cos 45^\circ = 148.82\text{KN}$$

Pour un boulon :

$$N_{tsd} = \frac{N_{t.sd}}{4} = \frac{148.82}{4} = 37.21\text{KN}$$

$$N_{vsd} = \frac{N_{v.sd}}{4} = \frac{147.82}{4} = 37.21\text{KN}$$

X.5.1. Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que : $N_{vsd} \leq F_{v.Rd}$

$$F_{v.Rd} = \frac{0.6 \times F_{ub} \times A_S}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 1 \times 10^6 \times 192 \times 10^{-6}}{1.25} = 92.16\text{KN}$$

$$N_{vsd} = 37.21\text{KN} \leq F_{v.Rd} = 92.16\text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

X.5.2. Résistance de boulon a la traction :

Il faut vérifier que : $N_{tsd} \leq F_{t.Rd}$

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 \times F_{ub} \times A_S}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 1 \times 10^6 \times 192 \times 10^{-6}}{1.25} = 138.24\text{KN}$$

$$N_{tsd} = 37.21\text{KN} \leq F_{t.Rd} = 138.24\text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

X.5.3.Résistance de boulon a des efforts combinés (cisaillement et traction) :

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4F_{tRd}} \leq 1$$

$$\frac{37.21}{92.16} + \frac{37.21}{1.4 \times 138.24} = 0.59 \leq 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

X.5.4.Résistance à la pression diamétrale :

On prend des goussets d'épaisseur $t=20\text{mm}$.

Il faut vérifier que : $F_1 \leq F_b$

Avec : $F_b = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{T_{cor}}{\gamma_{mb}}$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min [0.66; 1.08; 2.32; 1] = 0.66$$

$$F_b = 2.5 \times 0.66 \times 4.3 \times 10^5 \times 18 \times 10^{-3} \times \frac{20 \times 10^{-3}}{1.25} = 161.57 \text{ KN}$$

$$F_1 = \frac{N_{sd}}{6.m} = \frac{210.47}{8} = 26.31 \text{ KN}$$

$$F_1 = 26.31 \text{ KN} \leq F_b = 161.57 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

X-6-Attache solive-poutre maitresse :

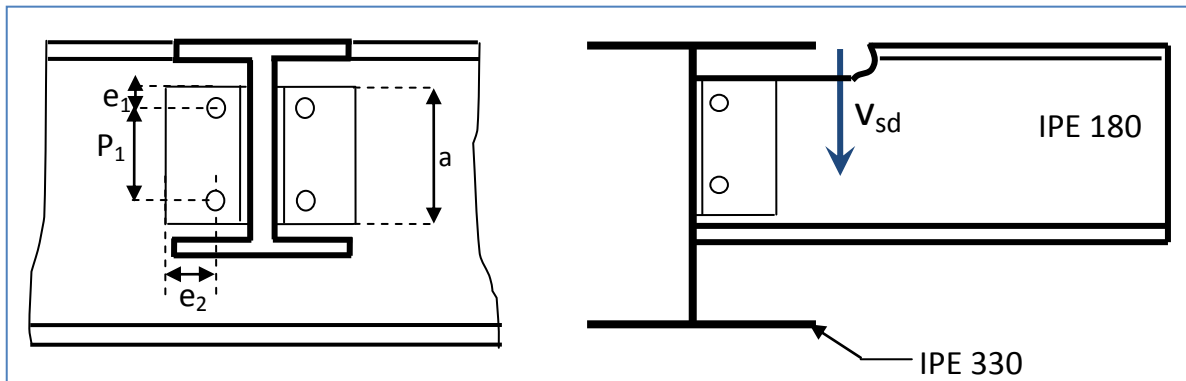


Figure X. 4: Attache solive-poutre maitresse.

X.6.1.L'assemblage est sollicité par l'effort : V_{sd}

$$q = F = 14.19 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{14.19 \times 5}{2}$$

$$V_{sd} = 35.475 \text{ KN}$$

➤ **Pour un boulon :**

$$V_{sd,1} = \frac{V_{sd}}{m \cdot n} = \frac{35.475}{1 \times 2} = 17.74 \text{ KN}$$

$$V_{sd,1} = 17.74 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ (Pour un plan de cisaillement)}$$

On choisit :

Boulons de diamètre **d= 16 mm** classe **8.8**

$$\Rightarrow f_{ub} = 80 \text{ daN/mm}^2 \text{ Et le diamètre de fixation } d_0 = 18 \text{ mm, et } A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2D_0 \Rightarrow \text{soit: } e_1 = 25 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2.2D_0 \Rightarrow \text{soit: } p_1 = 50 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1.5D_0 \Rightarrow \text{soit: } e_2 = 40 \text{ mm} \end{cases}$$

X-6-2-Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$F_{v,Rd} \geq V_{sd} \text{ avec } F_{v,Rd} = 0.6 \times m \times n \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$\begin{cases} m = 1 & \text{le nombre de plan de cisaillement} \\ n = 2 & \text{le nombre des boulons} \end{cases}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times 2 \times 800 \times 10^{-3} \times \frac{157}{1.25} = 120.57 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 120.57 \text{ kN} > V_{sd} = 17.74 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

X-6-3-Vérification de la résistance à la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_1 \leq F_B$

$$\text{avec } F_B = 2.5 \times \alpha \times f_u \cdot d \times \frac{t_{cor}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3D_0}; \frac{p_1}{3D_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min[0,46; 0,67; 1,86; 1] = 0,46$$

$$\Rightarrow F_B = 50,63 \text{ kN}$$

Pour un boulon :

$$V_{sd1} = \frac{V_{sd}}{2} = 17,74 \text{ kN} < F_B = 50,63 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

X-6-4-Vérification de la cornière d'attache à la traction

On prend 2L80×80×8 (t=8mm) ; avec une largeur b=80mm


On doit vérifier que : $F_u \leq N_{u,Rd}$

$$\text{avec: } N_{u,Rd} = 0,9 \times f_u \times \frac{A_{net}}{\gamma_{M0}} \quad \text{et } A_{net} = t(b - 2d_0) = 352 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 180,98 \text{ kN} > F_u = \frac{V_{sd}}{2} = 17,74 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

X-7-Calcul des assemblages avec logiciel Robot millenium :


X.7.1Assemblage poteau –poutre:



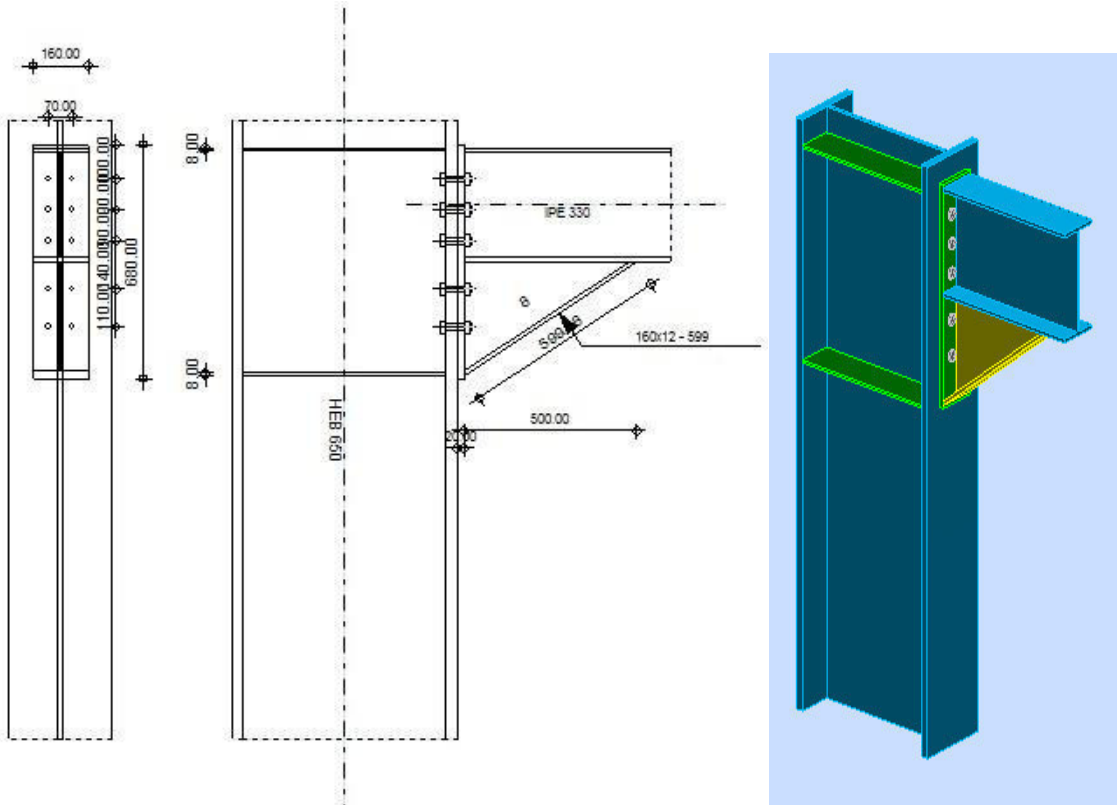
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,45



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
 Noeud de la structure: 58
 Barres de la structure: 1, 10

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 650
 Barre N°: 1

$\alpha =$	-90,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	650,00	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300,00	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	16,00	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	31,00	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27,00	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	286,34	[cm ²]	Aire de la section du poteau

Profilé: HEB 650
 $I_{xc} = 210616,00 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00 \text{ [MPa]}$ Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 330
 Barre N°: 10
 $\alpha = 0,00 \text{ [Deg]}$ Angle d'inclinaison
 $h_b = 330,00 \text{ [mm]}$ Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 160,00 \text{ [mm]}$ Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 7,50 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 11,50 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18,00 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18,00 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 62,61 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 11766,90 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00 \text{ [MPa]}$ Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18,00 \text{ [mm]}$ Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 16588,80 \text{ [daN]}$ Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 100,00 \text{ [mm]}$ Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70,00 \text{ [mm]}$
 Entraxe $p_i = 90,00; 90,00; 140,00; 110,00 \text{ [mm]}$

PLATINE

$h_p = 680,00 \text{ [mm]}$ Hauteur de la platine
 $b_p = 160,00 \text{ [mm]}$ Largeur de la platine
 $t_p = 20,00 \text{ [mm]}$ Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $f_{yp} = 235,00 \text{ [MPa]}$ Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 160,00 \text{ [mm]}$ Largeur de la platine
 $t_{fd} = 11,50 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'aile
 $h_d = 330,00 \text{ [mm]}$ Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 7,50 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'âme
 $l_d = 500,00 \text{ [mm]}$ Longueur de la platine
 $\alpha = 33,42 \text{ [Deg]}$ Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{ybu} = 235,00 \text{ [MPa]}$ Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	588,00	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	142,00	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8,00	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	588,00	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	142,00	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8,00	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6,00	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9,00	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6,00	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5,00	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 7: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

$M_{b1,Ed} =$	85,89	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	9440,19	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-18,01	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	34,13	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	1275,91	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-18040,30	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-51,76	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-1257,90	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-8600,11	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

$A_b =$	62,61	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	172177,50	[daN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	55,56	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	88217,32	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,11 < 1,00	vérifié	(0,11)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 804,33 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 221,19 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 1783,95 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 490,59 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 490,59 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 647,36 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 75782,73 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 0,00 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 33,42 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 193,83 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 30,81 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,88 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 98,93 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 53344,22 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 271,00 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 1,03 \quad \text{Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,78 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 41714,21 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 63250,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 41714,21 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

RÉSISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILEMENT**

$$M_{b1,Ed} = 85,89 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = 1275,91 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = -1257,90 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$z = 518,11 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad \text{[6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 15310,62 \text{ [daN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = \frac{122,0}{4} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = \frac{122,0}{4} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$A_{vs} =$	$122,0$	4 [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	$652,0$	0 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	$19,82$	$]$	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	$1,13$	$]$	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	$1,13$	$]$	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd} =$	$180814,03$	[daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq$	$1,0$	$0,08 < 1,00$	vérifié	$(0,08)$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	$16,00$	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	$369,23$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	$122,04$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	$0,88$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	$10,63$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	$1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	$19,34$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	$187693,04$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	$534,00$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	$0,94$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	$0,84$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	$6,00$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	$1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	$164948,39$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd} =$	$164948,39$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	$16,00$	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	$366,96$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	$122,04$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	$0,88$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	$10,63$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	$1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	$19,34$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	$187018,69$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	$534,00$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	$0,93$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	$0,84$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$$d_{wc} = 534,00 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 6,00 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 164650,08 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 164650,08 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	5,40	-	115,00	-	90,00	33,93	59,32	33,93	59,32	106,96	21,64	21,64	21,64
2	5,40	-	115,00	-	90,00	33,93	165,35	33,93	165,35	180,00	90,00	90,00	90,00
3	5,40	-	115,00	-	115,00	33,93	165,35	33,93	165,35	230,00	115,00	115,00	115,00
4	5,40	-	115,00	-	125,00	33,93	165,35	33,93	165,35	250,00	125,00	125,00	125,00
5	5,40	-	115,00	-	110,00	33,93	59,86	33,93	59,86	126,96	32,19	32,19	32,19

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24,46	-	45,00	-	90,00	153,70	153,32	153,32	153,32	166,85	121,28	121,28	121,28
2	24,46	-	45,00	-	90,00	153,70	154,10	153,70	154,10	180,00	90,00	90,00	90,00
3	24,46	-	45,00	-	115,00	153,70	154,10	153,70	154,10	230,00	115,00	115,00	115,00
4	24,46	-	45,00	-	125,00	153,70	154,10	153,70	154,10	250,00	125,00	125,00	125,00
5	24,46	-	45,00	-	110,00	153,70	154,10	153,70	154,10	186,85	132,05	132,05	132,05

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd2} F_{c,wb,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 83428,42 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 16588,80 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 29721,98 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	14909,68	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 33177,60$	33177,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 14909,68$	14909,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 31524,94$	31524,94	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 31623,04$	31623,04	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,96$	59443,96	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 180814,03$	180814,03	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 164948,39$	164948,39	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 75782,73$	75782,73	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 41714,21$	41714,21	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	14909,68	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 33177,60$	33177,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 14909,68$	14909,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 31590,97$	31590,97	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 31700,18$	31700,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,96$	59443,96	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 180814,03 - 14909,68$	165904,35	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 164948,39 - 14909,68$	150038,70	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 75782,73 - 14909,68$	60873,04	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 41714,21 - 14909,68$	26804,53	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 66355,20 - 14909,68$	51445,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 48453,43 - 14909,68$	33543,74	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 54905,64 - 14909,68$	39995,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 43575,53 - 14909,68$	28665,84	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$

$F_{t2,Rd} = 12526,72$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	14277,81	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 33177,60$	33177,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 14909,68$	14909,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 31590,97$	31590,97	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 31700,18$	31700,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,96$	59443,96	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 180814,03 - 27436,41$	153377,62	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 164948,39 - 27436,41$	137511,98	Ame du poteau - compression

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 75782,73 - 27436,41$	48346,32	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 41714,21 - 27436,41$	14277,81	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 66355,20 - 12526,72$	53828,48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 86241,60 - 12526,72$	73714,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 99532,80 - 27436,41$	72096,39	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 94450,23 - 27436,41$	67013,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 54369,77 - 12526,72$	41843,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 42281,25 - 12526,72$	29754,53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 83157,95 - 27436,41$	55721,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 67294,28 - 27436,41$	39857,87	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$

$F_{t3,Rd} = 10143,76$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$

$F_{t3,Rd} = 10143,76$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	4134,05	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 33177,60$	33177,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 14909,68$	14909,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 31590,97$	31590,97	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 31700,18$	31700,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,96$	59443,96	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 180814,03 - 37580,16$	143233,87	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 164948,39 - 37580,16$	127368,22	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 75782,73 - 37580,16$	38202,56	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 41714,21 - 37580,16$	4134,05	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 66355,20 - 10143,76$	56211,44	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 99397,02 - 10143,76$	89253,26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 99532,80 - 22670,48$	76862,32	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 130218,39 - 22670,48$	107547,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 132710,40 - 37580,16$	95130,24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 136955,49 - 37580,16$	99375,32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 57358,56 - 10143,76$	47214,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 49500,00 - 10143,76$	39356,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 83476,02 - 22670,48$	60805,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 68062,50 - 22670,48$	45392,02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 112264,20 - 37580,16$	74684,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 93075,53 - 37580,16$	55495,36	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 33177,60$	33177,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 14909,68$	14909,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 31590,97$	31590,97	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 31700,18$	31700,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,96$	59443,96	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 180814,03 - 41714,21$	139099,82	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 164948,39 - 41714,21$	123234,17	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 75782,73 - 41714,21$	34068,51	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 41714,21 - 41714,21$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 66355,20 - 4134,05$	62221,15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 67329,25 - 4134,05$	63195,21	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 99532,80 - 14277,81$	85254,99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 110932,22 - 14277,81$	96654,41	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 132710,40 - 26804,53$	105905,87	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 140141,76 - 26804,53$	113337,23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 165888,00 - 41714,21$	124173,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 146487,06 - 41714,21$	104772,85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 58814,40 - 4134,05$	54680,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 53016,26 - 4134,05$	48882,22	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 87066,72 - 14277,81$	72788,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 76735,01 - 14277,81$	62457,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 113184,18 - 26804,53$	86379,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 95297,51 - 26804,53$	68492,99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 141972,36 - 41714,21$	100258,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 120310,54 - 41714,21$	78596,33	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	563,11	14909,68	33177,60	14909,68	31524,94	31623,04	33177,60	59443,96
2	473,11	12526,72	33177,60	14909,68	31590,97	31700,18	33177,60	59443,96
3	383,11	10143,76	33177,60	14909,68	31590,97	31700,18	33177,60	59443,96
4	243,11	4134,05	33177,60	14909,68	31590,97	31700,18	33177,60	59443,96
5	133,11	-	33177,60	14909,68	31590,97	31700,18	33177,60	59443,96

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 192,14 \text{ [kN*m]}$ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,45 < 1,00 vérifié (0,45)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,96$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

F_{v,Rd} = 3698,69 [daN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

F_{t,Rd,max} = 16588,80 [daN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,int} = 26280,00 [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,ext} = 26280,00 [daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	33177,60	-3,60	14909,68	6665,05	6661,44	6336,48
2	33177,60	-3,60	12526,72	5599,80	5596,19	6506,13
3	33177,60	-3,60	10143,76	4534,54	4530,94	6675,78
4	33177,60	-3,60	4134,05	1848,04	1844,43	7103,63
5	33177,60	-3,60	0,00	0,00	-3,60	7397,38

- $F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
- $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
- $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 34019,40 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,28 < 1,00$$

vérifié

(0,28)

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 150,93 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 80,46 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 70,47 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 80963,80 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 25,58 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -23,25 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 13,40 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 51,15 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 51,98 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 25,58 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4,00 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 13,00 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la tête de boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 18,00 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 74,50 \text{ [mm]} \text{ Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 4,12 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	8,88	364,87
1	563,11	0,41	3685,47	59,65	0,37	2,10	118,09
2	473,11	0,65	5777,23	44,27	0,55	2,61	123,49
3	383,11	0,65	5777,23	56,57	0,55	2,12	81,19
4	243,11	0,65	5777,23	61,49	0,55	1,35	32,72
5	133,11	0,61	5480,83	64,95	0,53	0,70	9,38

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 411,03 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 2,16 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 122,04 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \text{ Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 411,03 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$A_{vc} = 122,04$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$k_1 = 11,28$ [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 = \infty$	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 64312,64$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,00$	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 64312,64$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.



$S_{j,rig} = 39536,78$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 2471,05$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$	RIGIDE	

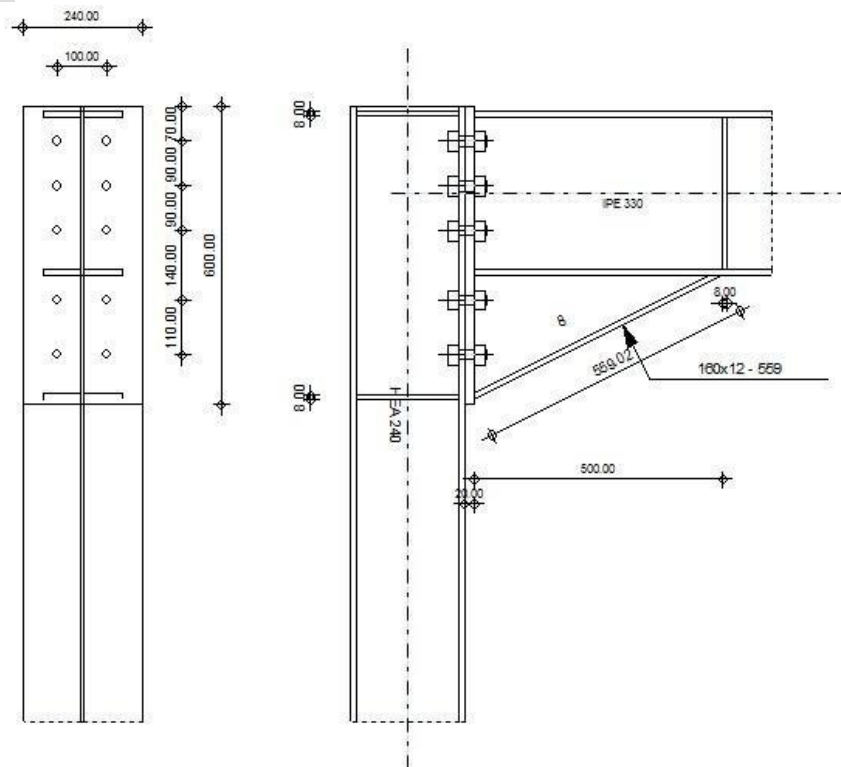
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,45

X.7.2 Assemblage poteau –poutre:

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013	
	<p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	



Général

Assemblage N° : 2

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure : 7

Barres de la structure : 6, 4

Géométrie

Poteau

Profilé : HEA 240

Barre N° : 6

$\alpha = -90,00$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 230,00$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 240,00$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 7,50$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 12,00$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 21,00$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 76,84$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 7763,18$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E28

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé : IPE 330

Barre N° : 4

$\alpha = 0,00$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 330,00$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 160,00$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 7,50$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 11,50$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 18,00$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 18,00$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$\alpha = 0,00$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $I_{xb} = 11766,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau : ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20,00$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 21168,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 70,00$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 100,00$ [mm]
Entraxe $p_i = 90,00; 90,00; 140,00; 110,00$ [mm]

Platine

$h_p = 600,00$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 240,00$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20,00$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau : ACIER E28
 $f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 160,00$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 11,50$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 250,00$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 7,50$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 500,00$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 26,57$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau : ACIER E28
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} =$	206,00	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	116,25	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8,00	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER E28

$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

Inférieur

$h_{sd} =$	206,00	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	116,25	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8,00	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER E28

$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

Soudures d'angle

$a_w =$	6,00	[mm]	Soudure âme
$a_t =$	9,00	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6,00	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{td} =$	5,00	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite : ultime

Cas : 17: $G+Q+1.5EX (1+2) * 1.00+6*1.50$

$M_{b1,Ed} =$	58,19	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	6495,21	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-1001,12	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	70,76	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	7262,58	[daN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	-1622,05	[daN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	-12,57	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$M_{b1,Ed} = 58,19$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{c1,Ed} = -620,93$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -13757,79$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 172177,50$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 49,56$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 78691,04$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 804,33$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 221,19$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1683,84$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 463,06$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 463,06$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 567,82$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 81549,51$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$\beta = 0,00$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

Pression diamétrale :

$\beta =$	0,00 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	26,57 [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{\text{eff,c,wb}} =$	198,67 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{\text{vb}} =$	30,81 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	1,00	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{\text{com,Ed}} =$	68,61 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{\text{wc}} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	12,20 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}} + A_s f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{\text{c,wb,Rd1}} =$	139291,63 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{\text{wb}} =$	271,00 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,04	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,77	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	5,73	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}} + A_s \chi f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{\text{c,wb,Rd2}} =$	120826,36 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_b t_b f_{\text{yb}} / (0.8 \cdot \gamma_{\text{M0}})$			
$F_{\text{c,wb,Rd3}} =$	63250,00 [daN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]

Résistance finale :

$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min} (F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$			
$F_{\text{c,wb,Rd,low}} =$	63250,00 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	58,19 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	70,76 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	-620,93 [daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00 [daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]

PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 58,19 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 468,57 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = -2372,24 \text{ [daN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 25,18 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 25,18 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 572,0_0 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 2,38 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1,06 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1,06 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 37180,76 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

ÂME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$$t_{wc} = 7,50 \text{ [mm]} \quad \text{Épaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 243,31 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 25,18 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 31,18 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 18,60 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 101333,35 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$$d_{wc} = 164,00 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,90 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$$d_{wc} = 164,00 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,87 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,33 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 94577,29 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 94577,29 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$$t_{wc} = 7,50 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 241,96 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 25,18 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 1,00 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 31,18 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 18,60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 101053,39 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$$d_{wc} = 164,00 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,90 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,87 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,33 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 94421,24 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 94421,24$ [daN] Résistance de l'âme du poteau

[6.2.6.2.(1)]

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	29,45	-	70,00	-	90,00	185,04	222,68	185,04	222,68	182,52	165,03	165,03	165,03
2	29,45	-	70,00	-	90,00	185,04	205,30	185,04	205,30	180,00	90,00	90,00	90,00
3	29,45	-	70,00	-	115,00	185,04	205,30	185,04	205,30	230,00	115,00	115,00	115,00
4	29,45	-	70,00	-	125,00	185,04	205,30	185,04	205,30	250,00	125,00	125,00	125,00
5	29,45	-	70,00	-	110,00	185,04	204,35	185,04	204,35	202,52	156,70	156,70	156,70

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	39,46	-	70,00	-	90,00	247,95	281,52	247,95	281,52	213,97	203,85	203,85	203,85
2	39,46	-	70,00	-	90,00	247,95	245,35	245,35	245,35	180,00	90,00	90,00	90,00
3	39,46	-	70,00	-	115,00	247,95	245,35	245,35	245,35	230,00	115,00	115,00	115,00
4	39,46	-	70,00	-	125,00	247,95	245,35	245,35	245,35	250,00	125,00	125,00	125,00
5	39,46	-	70,00	-	110,00	247,95	245,35	245,35	245,35	233,97	177,67	177,67	177,67

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

 $N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$

$N_{j,Rd} = 126500,00$ [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 21168,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 21986,12$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	24881,41	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 24881,41$	24881,41	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 32313,79$	32313,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 40958,74$	40958,74	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 51138,79$	51138,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43972,24$	43972,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 209300,88$	209300,88	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 94577,29$	94577,29	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 81549,51$	81549,51	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 63250,00$	63250,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	9411,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 24881,41$	24881,41	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 32313,79$	32313,79	Ame du poteau - traction

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(2)} = 38717,93$	38717,93	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 50602,84$	50602,84	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43972,24$	43972,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 209300,88 - 24881,41$	184419,47	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 94577,29 - 24881,41$	69695,87	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 81549,51 - 24881,41$	56668,10	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 63250,00 - 24881,41$	38368,59	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 34292,65 - 24881,41$	9411,23	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 39760,32 - 24881,41$	14878,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 65242,30 - 24881,41$	40360,89	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 60606,15 - 24881,41$	35724,74	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	13228,95	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 24881,41$	24881,41	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 32313,79$	32313,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 38717,93$	38717,93	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 50602,84$	50602,84	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43972,24$	43972,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 209300,88 - 34292,65$	175008,24	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 94577,29 - 34292,65$	60284,64	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 81549,51 - 34292,65$	47256,86	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 63250,00 - 34292,65$	28957,35	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 27565,37 - 9411,23$	18154,13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 34700,06 - 9411,23$	25288,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 49756,14 - 34292,65$	15463,50	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 47521,60 - 34292,65$	13228,95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 57143,91 - 9411,23$	47732,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 42281,25 - 9411,23$	32870,02	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 95885,93 - 34292,65$	61593,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 84324,90 - 34292,65$	50032,26	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	4674,28	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 24881,41$	24881,41	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 32313,79$	32313,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 38717,93$	38717,93	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 50602,84$	50602,84	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43972,24$	43972,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 209300,88 - 47521,60$	161779,28	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 94577,29 - 47521,60$	47055,69	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 81549,51 - 47521,60$	34027,91	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 63250,00 - 47521,60$	15728,40	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 32271,65 - 13228,95$	19042,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 38369,56 - 13228,95$	25140,61	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 44373,51 - 22640,19$	21733,33	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 45314,83 - 22640,19$	22674,65	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 66564,29 - 47521,60$	19042,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 52195,88 - 47521,60$	4674,28	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 61906,71 - 13228,95$	48677,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 49500,00 - 13228,95$	36271,05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 91001,72 - 22640,19$	68361,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 68062,50 - 22640,19$	45422,31	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 127149,01 - 47521,60$	79627,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 110106,15 - 47521,60$	62584,55	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	3149,34	Résistance d'une rangée de boulon

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(5)} = 24881,41$	24881,41	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 32313,79$	32313,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 38717,93$	38717,93	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 50602,84$	50602,84	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43972,24$	43972,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 209300,88 - 52195,88$	157105,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 94577,29 - 52195,88$	42381,40	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 81549,51 - 52195,88$	29353,63	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 63250,00 - 52195,88$	11054,12	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 37879,32 - 4674,28$	33205,04	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 41983,02 - 4674,28$	37308,74	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 53342,82 - 17903,23$	35439,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 48766,06 - 17903,23$	30862,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 65444,69 - 27314,47$	38130,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 51962,09 - 27314,47$	24647,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 87635,47 - 52195,88$	35439,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 55345,23 - 52195,88$	3149,34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 65789,00 - 4674,28$	61114,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 62426,42 - 4674,28$	57752,14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 96432,63 - 17903,23$	78529,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 86145,17 - 17903,23$	68241,93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 125527,64 - 27314,47$	98213,17	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 104707,67 - 27314,47$	77393,20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 161674,93 - 52195,88$	109479,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 146751,32 - 52195,88$	94555,44	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	513,57	24881,41	24881,41	32313,79	40958,74	51138,79	42336,00	43972,24
2	423,57	9411,23	24881,41	32313,79	38717,93	50602,84	42336,00	43972,24

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
3	333, 57	13228, 95	24881, 41	32313, 79	38717, 93	50602, 84	42336, 00	43972, 24
4	193, 57	4674, 28	24881, 41	32313, 79	38717, 93	50602, 84	42336, 00	43972, 24
5	83, 57	3149, 34	24881, 41	32313, 79	38717, 93	50602, 84	42336, 00	43972, 24

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 223, 46 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,26 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,97 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 4778,68 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 21168,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 19440,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 19440,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	42336, 00	-200, 22	24881, 41	6479, 58	6279, 35	8544, 81
2	42336, 00	-200, 22	9411, 23	2450, 86	2250, 63	9194, 44
3	42336, 00	-200, 22	13228, 95	3445, 06	3244, 84	9034, 12
4	42336, 00	-200, 22	4674, 28	1217, 27	1017, 05	9393, 35
5	42336, 00	-200, 22	3149, 34	820, 15	619, 92	9457, 39

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{v_j,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 45624,11 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 141,44 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 80,46 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 60,98 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 59953,65 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = 20,86 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -19,30 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 10,65 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 41,73 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 42,78 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 20,86 < 291,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{\text{wash}} = 4,00 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{head}} = 14,00 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{nut}} = 20,00 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 57,00 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 6,88 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	23,92	939,47
1	513,57	4,21	10,05	23,88	1,91	9,79	502,81
2	423,57	2,29	5,48	10,54	1,16	4,93	208,93
3	333,57	2,93	7,00	13,47	1,42	4,74	158,13
4	193,57	3,19	7,61	14,65	1,52	2,94	56,86
5	83,57	3,99	9,54	20,82	1,82	1,52	12,73

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j^2}{\sum_j k_{eff,j} h_j}$$

$$z_{eq} = 392,68 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j}{z_{eq}}$$

$$k_{eq} = 6,09 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 197289,11 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 197289,11 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 39536,78 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2471,05 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$



Composant le plus faible :

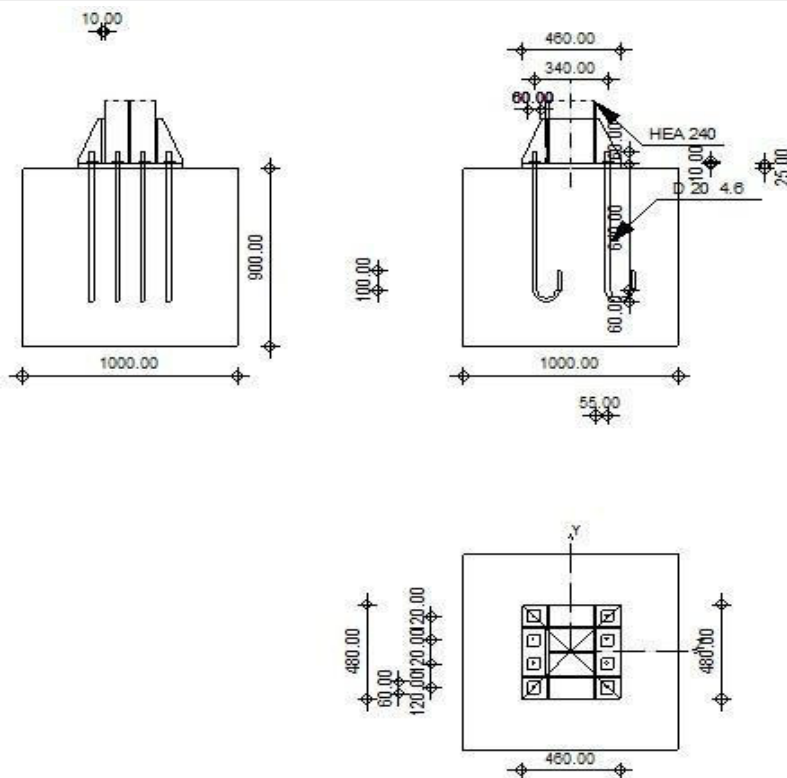
AME DU POTEAU EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,26

X.7.3.Assemblage pied poteau encastré :

Si $T > 0.36N$ $620,93daN < 5038.0164daN$ la condition n'est pas vérifiée pas de bête

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete</p>	
		<p>Ratio 0,11</p>



Général

Assemblage N° : 3

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure : 6

Barres de la structure : 6

Géométrie

Poteau

Profilé : HEA 240

Barre N° : 6

$L_c =$	4,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	230,00	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	240,00	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	7,50	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	12,00	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21,00	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	76,84	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	7763,18	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E28

$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} =$	460,00	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	480,00	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25,00	[mm]	Epaisseur

Matériau : ACIER E28

$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	240,00	[MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	20,00	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	2,45	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm ²] Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	4	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	340,00	[mm]
Entraxe $e_{Vi} =$	120,00; 120,00	[mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$$L_1 = 60,00 \text{ [mm]}$$

$$L_2 = 640,00 \text{ [mm]}$$

$$L_3 = 120,00 \text{ [mm]}$$

$$L_4 = 100,00 \text{ [mm]}$$

Plaquette

$$l_{wd} = 60,00 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

$$b_{wd} = 60,00 \text{ [mm]} \text{ Largeur}$$

$$t_{wd} = 10,00 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur}$$

Raidisseur

$$l_s = 460,00 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

$$w_s = 480,00 \text{ [mm]} \text{ Largeur}$$

$$h_s = 230,00 \text{ [mm]} \text{ Hauteur}$$

$$t_s = 10,00 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur}$$

$$d_1 = 20,00 \text{ [mm]} \text{ Grugeage}$$

$$d_2 = 20,00 \text{ [mm]} \text{ Grugeage}$$

Coefficients de matériau

$$\gamma_{M0} = 1,00 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_C = 1,50 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

Semelle isolée

$$L = 1000,00 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la semelle}$$

$$B = 1000,00 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la semelle}$$

$$H = 900,00 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la semelle}$$

Béton

$$\text{Classe} \quad \text{BETON25}$$

$$f_{ck} = 25,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance caractéristique à la compression}$$

Mortier de calage

$$t_g = 0,00 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur du mortier de calage}$$

$$f_{ck,g} = 12,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance caractéristique à la compression}$$

$$C_{f,d} = 0,30 \text{ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton}$$

Soudures

$a_p = 4,00$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 4,00$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas : 17 : $G+Q+1.5EX (1+2) * 1.00+6*1.50$

$N_{j,Ed} = -13994,49$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} = -620,93$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 12,27$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 23,65$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 49,22$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 110,45$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 338,45$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 373,80$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 3313,37$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$A_{c1} = 3313,37$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$$

$f_{jd} = 33,08$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 1687,97$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 669,19$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 558391,47$ [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 221371,79$ [daN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL =	2,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	2286,62 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	628,82 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	255,76 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	245860,78 [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	558391,47 [daN]	Résistance de la semelle à la compression axiale	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} =$	221371,79 [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)
$e_y =$	87,66 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	127,88 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	170,00 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	230,26 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} =$	0,91	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} =$	0,91	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} =$	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,z} =$	36818,18 [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0,37	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	3,14 [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	400,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 3699,54 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{RK,c} = 11887,73 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{RK,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 11007,16 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{RK,c,z} = 50914,7 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,65 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,89 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{RK,c,z} * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 13622,07 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 13994,49 \text{ [daN]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 4198,35 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 33794,66 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	1,26	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	2197,8	[daN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	47,83	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	3748,0	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	0,77	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	6,99	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	9,56	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	16,57	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	1,16	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	2102,3	[daN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	48,93	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	3714,5	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	0,74	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	6,41	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	9,14	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	15,85	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	9,02	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	9,02	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-0,69	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)

Soudures verticales des raidisseurs**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	23,89	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,11 < 1,00	vérifié	(0,11)
---	-------------	---------	--------

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	11,59	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	11,59	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	11,43	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	30,48	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,08 < 1,00	vérifié	(0,08)
---	-------------	---------	--------

Soudures horizontales des raidisseurs**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	16,89	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	16,89	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	15,54	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	43,20	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$\sigma_{\perp} = 16,89 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$\sigma_{\perp} = 16,89 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 16,89 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{II} = 14,13 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 41,72 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

Rigidité de l'assemblage**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$$b_{eff} = 110,45 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 338,45 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$$

$$k_{13,y} = 23,11 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{eff} = 296,90 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 55,47 \text{ [mm]} \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 11,55 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 205,00 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 1,91 \text{ [mm]} \quad \text{Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0,46 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 158709,73 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 122270,09 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y} \text{ RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Composant le plus faible :

RAIDISSEUR - SOUDURES HORIZONTALES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,11

X.7.4 Assemblage pied poteau :



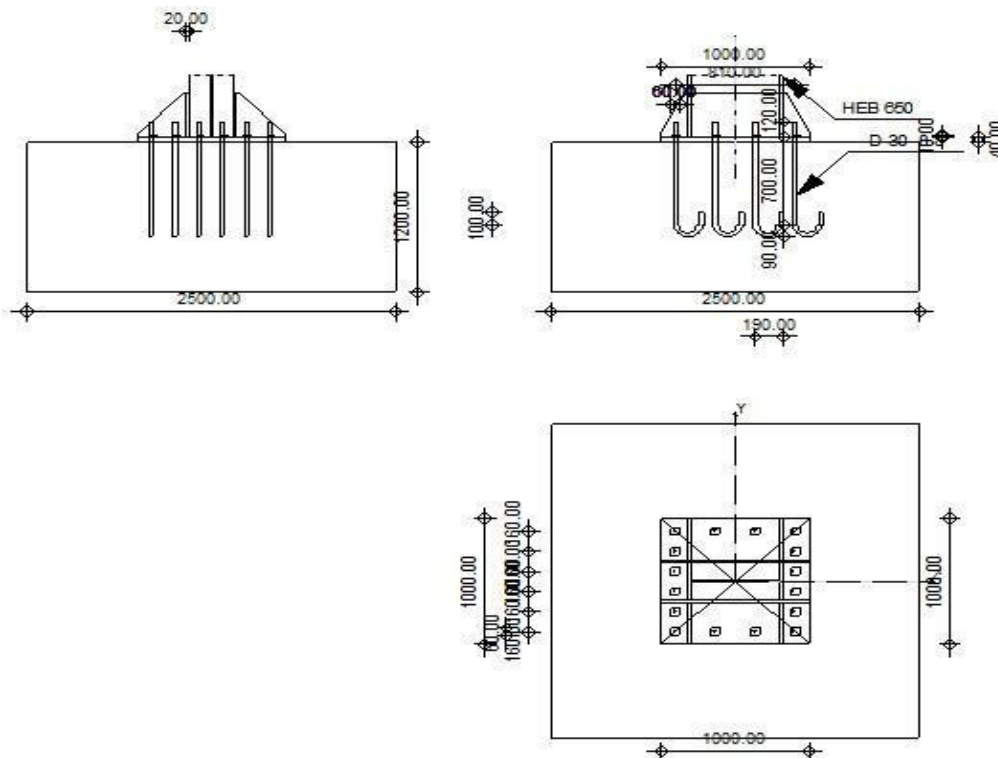
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB
Design Guide: Design of fastenings on concrete



Ratio
0,87



Général

Assemblage N° : 1

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure : 1

Barres de la structure : 1

Géométrie

Poteau

Profilé : HEB 650

Profilé : HEB 650

Barre N° : 1

$L_c = 15,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,00$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 650,00$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300,00$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 16,00$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 31,00$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27,00$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 286,34$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 210616,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E28

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement

$l_{pd} = 1000,00$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 1000,00$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 40,00$ [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER E28

$f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 30,00$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 5,61$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 7,07$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 6$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 270,00; 270,00$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 160,00; 160,00; 160,00$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 120,00$ [mm]

$L_2 = 700,00$ [mm]

$L_3 = 180,00$ [mm]

$L_4 = 100,00$ [mm]

Plaquette

$l_{wd} = 60,00$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60,00$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10,00$ [mm] Epaisseur

Raidisseur

$l_s = 1000,00$ [mm] Longueur

$w_s = 1000,00$ [mm] Largeur

$h_s = 350,00$ [mm] Hauteur

$t_s = 20,00$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20,00$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20,00$ [mm] Grugeage

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 2500,00$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 2500,00$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1200,00$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe `BETON25`

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0,00$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$t_g = 0,00$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 12,00$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 6,00$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -18213,87$ [daN] Effort axial
 $V_{j,Ed,z} = 18360,28$ [daN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = -628,64$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 24,44$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$
 $c = 77,46$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 185,92$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 454,92$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 845,78$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 7612,05$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$
 $A_{c1} = 7612,05$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$
 $f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $A_{c,n} = 6433,14$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 2134,15$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} = 2144378,83$ [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 711382,57$ [daN] Résistance du béton à la flexion M_y [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 25635,88$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 7049,87$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 665,23$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 1059764,91$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 2144378,83$ [daN] Résistance de la semelle à la compression axiale [6.2.8.2.(1)]

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{C,Rd,y} = 711382,57$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 5,61$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 27466,56$ [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 25712,50$ [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 25712,50$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRCHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$f_{ctd} = 1,20$ [MPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{ctd} = 1,20$ [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1,00$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$		
$f_{bd} = 2,69$ [MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 700,00$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 17768,05$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 566,67$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 50585,12$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1700,00$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 850,00$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 62750,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 62500,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\Psi_{A,N} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 845,00$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\Psi_{s,N} = 1,00$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\Psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 23284,5$ [daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 700,00$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$		

$N_{Rk,c}^0 = 69450,97$	[daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1400,00$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 700,00$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 48620,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 48620,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\Psi_{A,N} = 1,00$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 700,00$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\Psi_{s,N} = 1,00$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\Psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$			
$\Psi_{h,N} = 0,90$		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} \cdot \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} = 29013,05$	[daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 17768,05 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$l_{eff,1} = 272,22 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 272,22 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 66,42 \text{ [mm]} \text{ Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 29,94 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 29,94 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 180324,18 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 99298,87 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 106608,29 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 99298,87 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 99298,87 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$e_y = 3451,44 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 332,61 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 405,00 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 810,56 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,78 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,78)$$

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 0,99 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 0,99 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 96187,50 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,28 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 7,07 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 12440,71 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 50294,67 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 46569,14 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 260128,1 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,63 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,02 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,90 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 70173,52 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 18213,87 \text{ [daN]} \quad \text{Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 5464,16 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 204515,47 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$M_1 = 30,81 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 38506,42 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 70,56 \text{ [mm]} \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$M_1 =$	30,81 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$I_s =$	27129,17 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	3,47 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	36,27 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	55,01 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	95,34 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,35 < 1,00	vérifié (0,35)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	42,50 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	25756,45 [daN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	70,56 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	27129,17 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	4,79 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	50,04 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	36,79 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	63,91 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,23 < 1,00	vérifié (0,23)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	29,27 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	29,27 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	4,82 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		0,10 < 1,00	vérifié (0,10)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,15 < 1,00	vérifié (0,15)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,14 < 1,00	vérifié (0,14)

Soudures verticales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	92,92	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,42 < 1,00 vérifié (0,42)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	122,66	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	122,66	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	61,32	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	267,32	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,70 < 1,00 vérifié (0,70)

Soudures horizontales des raidisseurs**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	129,66	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	129,66	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	119,60	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	331,89	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,87 < 1,00 vérifié (0,87)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	45,99	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	45,99	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	84,81	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	173,32	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,45 < 1,00 vérifié (0,45)

Rigidité de l'assemblage**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	185,92	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
-------------	--------	------	---	-------------

$b_{eff} = 185,92$	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 454,92$	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$			
$k_{13,y} = 34,76$	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 272,22$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 66,42$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} = 25,27$	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 305,00$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,y} = 2,94$	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,64$		Elaancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 202523,20$	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 884587,20$	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible :

RAIDISSEUR - SOUDURES HORIZONTALES

Remarques

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. $100,00$ [mm] < $150,00$ [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio $0,87$

X.8.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons possédé la vérification des différents d'assemblage de Structure, est-ce là d'après les résultats obtenus par le logiciel de calcul robot.

CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude nous avons trouvé divers cas qui ont enrichi nos connaissances dans le domaine des structures métalliques. Ces cas nous ont obligés à faire des recherches à l'aide d'un travail en groupe avec des personnes expérimentées à l'université et aussi dans le bureau d'études, qui nous ont permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la conception, l'analyse et de la réalisation.

Cette étude a été une occasion d'apprendre à utiliser différents logiciels de calcul et de dessin. Ces logiciels deviennent aujourd'hui une nécessité en réduisant le temps d'étude ainsi que le temps de l'exécution avec une possibilité de modification très rapide, une meilleure précision et une optimisation des éléments constructifs.

Nous avons aussi élargi nos connaissances dans l'application des règlements de calculs.
Les Eurocodes :

- Eurocode 3 « calcul des structures en acier »
Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
 - Eurocode 3 « calcul des structures en acier et document d'applications nationale »
Partie 6 : chemins de roulement.
 - Eurocode 1 « bases de calcul et actions sur les structures »
Partie 5 : actions induites par les ponts roulants et autres machines.
- Les DTR :
- « R.N.V. 99 » centre national d'études et de recherche intégrée du bâtiment
 - « RPA99 version 2003 » Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, 2003.

Enfin, nous espérons que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique dans l'étude de structure, aidera les futures promotions de Master dans leurs projets de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE

- **Eurocode 3**, Calcul des structures en acier, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
 - **Eurocode 3**, Calcul des structures en acier et document d'application nationale, Partie 6 : chemins de roulement.
 - **Eurocode 1**, Bases de calcul et actions sur les structures, Partie 5 : actions induites par les ponts roulants et autres machines.
 - **Jean MOREL**, Conception et calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3, Editions Eyrolles, Paris, 1994
 - **LAHLOU DAHMANI**, Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
 - **Règlement Neige et Vent**, R.N.V. 99, Centre National d'Etudes et de Recherche Intégrée du Bâtiment, CNERIB, Alger, 99.
 - **Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003**, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, CGS, Alger, 2003.
 - **Claude HZARD**, MEMOTECH, structures métalliques. Editions Casteilla, Paris, 1997.
 - **Noureddine BOURAHLA**, Résistance des matériaux de base.
 - **Manfred A. Hirt et Michel Crisinel**, Notation fondamentales et méthode de dimensionnement, volume 10, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 1994.
 - **Manfred A. Hirt et Michel Crisinel**, Conception et dimensionnement des halles et bâtiments, volume 11, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 1994.
- Mémoire said et hamouche 2013.
- Mémoire Kamar Hamza .Berrichi Habib
Etude et conception d'un bâtiment industriel avec mezzanine et pont roulant de capacité 10 tonnes