

LA REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

CENTRE UNIVERSITÉ AHMED BEN YAHIA ELWANCHARISSI TISSEMSILT  
INSTITUT DE SCIENCE TECHNIQUE

GENIE CIVIL MASTER 2

MÉMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER ACADIMIQUE EN GENIE CIVIL  
SPECIALITE: SRTUCTURES



**THEME**



**CONCEPTION ETCALCUL D'UN BATIMRENT  
INDESTRUEL EN CHARPENTE METALIQUEN  
(HANGAR)**

REALISÉ PAR  
MR:TOUAK RADHOUMANE  
MR :DJOUDI NASREDDINE

ENCADRÉ PAR:  
MR: BENCEUR RAOUF

TISSEMSILT -2017/2018

<u>SOMMAIRE</u>	<u>page</u>
sommaire .....	de :1 a 18
liste des notations .....	de:12 a 13
liste des Figures .....	de:14 a 16
liste des Tableaux .....	de:17 a 18
remerciement et dedicace .....	de:19 a 22
<b><u>CHAPITRE I / INTRODUCTION GENERALE</u></b>	
1.1.introduction.....	23
1.2. présentation du projet.....	23
1.3. données géométriques du projet .....	23
1.3.1. en plan.....	23
1.3.2. en élévation .....	23
1.4.localisation et données concernant le site.....	23
1. 5. règlements techniques.....	24
1.6. matériaux utilisés .....	24
1.6.1.l'acier de charpente .....	24
1.6.2. béton .....	25
1.6.2.1. résistance de béton.....	25
1.6.2.1.1.caractéristiques du béton.....	25
1.6.2.1.2. contraintes limites .....	25
1.6.2.1.3.etat limite de service.....	25
1.6.2.1.4.contraintes de cisaillement.....	25
1.6.2.1.5.coefficient de poisson.....	25
1.6.2.2.1.caractéristiques mécaniques de l'acier.....	25
1.6.2.2.2.contraintes limites .....	26
a) etat limite ultime .....	26
b) etat limite de service.....	26
1.7. plancher.....	26
1.8. escalier.....	26
1.9. maçonnerie .....	26
1.10. toiture .....	26
1.11. assemblages.....	27
<b><u>CHAPITRE II/ VUE SUR STRUCTURE</u></b>	
2.1.introduction.....	28
2.2. conception 3D.....	28
2.3. vue sur la construction .....	29
2.4. conception architecturale.....	30
2.5.legende.....	32
<b><u>CHAPITRE III / CALCUL DES CHARGES ET DES SUR CHARGES</u></b>	
3.1. calcul des charges .....	33
3.2.poid propre des elements (charge permanente).....	33
3.2.1.dalle de RDC.....	33

3.2.2.plancher etage (dalle collaborant).....	33
3.2.3. l'escalier (vole).....	34
3.2.4. les murs exterieurs.....	35
3.2.5. la toitur.....	35
3.3.charge d'exploitation.....	36
3.4.charge climatique suivent les reglements(n.v.2013).....	36
3.4.1.charge due au vent.....	36
3.4.1.1.introduction.....	36
3.4.1.2.procedures de calcul.....	37
3.4.1.3.pression dynamique de pointe.....	37
3.4.1.4.action du vent extérieur(ce).....	39
3.4.1.5.détermination de coefficient de pression intérieure(ci).....	44
3.4.1.6.détermination de la pression aérodynamique w(ze).....	46
3.4.2.calcul des charges de neige sur toiture ou autre surface.....	48
3.4.2.1.charge de neige sur le sol.....	48
3.4.2.2.coefficient de forme de la toiture.....	48
3.4.3.calule de la charge du vent et neige par le logiciel.....	49
3.4.4.effet de la variation de la température.....	51
3.4.5.la charge dus au séisme .....	52

#### CHAPITRE IV / ETUDE SISMIQUE

4.1. introduction.....	53
4.2. présentation du logiciel robo t .....	53
4.3.analyse de la structure.....	53
4.3.1.type d'analyse.....	53
4.3.1.1. les chargements statiques.....	53
4.3.1.2. les chargements dynamiques.....	53
4.4. méthodes de calcul.....	54
4.4.1.la méthode statique équivalente.....	54
4.4.1.1. principe de la method.....	54
4.4.1.2. calcul de la force sismique totale.....	54
4.4.2. La méthode modale spectrale .....	57

4.4.2. 1.Principe de la méthode spectrale .....	57
4.4.2. 2. calcul Spectre de repense .....	57
4.4.2. 3.Les combinaisons de calcul .....	58
4.4.2. 4.Combinaisons à l'état limite ultime.....	58
4.4.2. 5.Combinaisons à l'état limite service.....	58
4.4.2. 6.Combinaisons accidentelle.....	58
4.4.2. 7.Nombre de mode de vibration à considérer selon (DTR-2003).....	59
4.4.2. 8.Les réponses modales de la structure.....	60
4.4.2. 9.l'excentricité (e).....	62
4.4.2. 10.Régularité en plan.....	62
4.4.2. 11.Vérification de la résultante des forces sismiques.....	63
4.4.2. 12.Vérification des déplacements.....	63

#### CHAPITRE V / CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURELS

5.1 .les pannes .....	65
5.1.1.définition.....	65
5.1.2. détermination des sollicitations.....	65
5.1.2.1. évaluation des charges et surcharges.....	67
5.1.2.2. les charges et surcharges appliqués.....	67
5.1.2.3. les combinaisons d'actions.....	67
5.1.2.3. 1. ELU.....	67
5.1.2.3.2. décomposition des charges.....	67
5.1.2.3. 3.ELS.....	68
5.1.3. pré dimensionnement.....	68
5.1.4.vérification à l'ELS (flèche).....	69
5.1.5.vérifications à la sécurité.....	69
5.1.5.1.vérification à la flexion déviée.....	69
5.1.5.2.classe de section.....	69
5.1.5.3.vérification au cisaillement.....	70
5.1.5.4.vérification au déversement.....	71
5.1.6.calcul de l'échantignolle.....	73
5.1.6.1.calcul des charges revenant a l'échantignolle.....	73

5.2. escalier (vole).....	74
5.2.1.définition.....	74
5.2.2.évaluation des chrges .....	75
5.2.3.predimensionnement .....	75
5.2.3.1.nombre de marches et contres marches.....	75
5.2.3.2.calculs de la poutre limon .....	76
5.2.3.2.1.combinaison des charges <i>E.L.S</i> .....	76
5.2.3.2.2.combinaison des charges <i>E.L.U</i> .....	76
5.2.4.vérification à l' els (flèche).....	77
5.2.5.vérification de la section a la résistance.....	77
5.2.6.incidence de l'effort tranchant.....	77
5.2.7.incidence de l'effort normale.....	77
5.2.8.classe de la section.....	78
5.3.potelet.....	78
5.3.1.definition.....	78
5.3.2.calcul des charges et surcharges revenant au potelet.....	79
5.3.3. le pré dimensionnement du potelet.....	79
5.3.3.1.veriffication au fleche (ELS).....	79
5.3.3.2.vérification de la section a la résistance .....	79
5.3.3.3. incidence de l'effort tranchant .....	79
5.3.3.4. incidence de l'effort normale.....	80
5.3.3.5. classe de la section.....	80
5.3.3.6. verification de l'element aux instabilites .....	80
5.3.3.6.1. flexion compose avec risqué de flambement.....	80
5.3.3.6.2. flexion compose avec risqué de deverssement.....	81
<b><u>CHAPITRE VI / ETUDE DE LA PLANCHER MIXTE</u></b>	
6.1. introduction.....	85
6.2.planchers mixtes ( dalle collaborant).....	85
6.2.1. dalle collaborante.....	85
6.2.2.contraintes admissibles des matériaux.....	86
6.3.pré-dimensionnement des solives .....	86
6.3.1.Premier phase : phase construction.....	86

6.3.2.évaluation des charges.....	87
6.3.3.les combinaisons de charges.....	87
6.3.4.vérification de la flèche en service.....	87
6.3.5.vérification de résistance a l' ELU.....	87
6.3.6.position de l axe neutre plastique(ANP).....	88
6.3.6.1. largeur de la dalle effective.....	88
6.3.6.2. position de l'axe neuter.....	88
6.3.6.3. section mixte .....	89
6.3.6.4. calcul de $I_m$ .....	89
6.4.vérification de la flèche état de service.....	89
6.5.résistance de la section au cisaillement .....	89
6.6.calcul des contraintes .....	90
6.6.1. contrainte lore de coulage.....	90
6.6.1.1. contrainte dans la poutre acier.....	90
6.6.1.2. contrainte dans la dalle béton.....	90
6.6.2. contrainte due au retrait.....	90
6.6.3. contrainte finale.....	91
6.7.calcul des goujons connecteurs .....	92
6.7.1.l'avantage des goujons connecteurs.....	92
6.7.2.l'inconvénient des goujons connecteurs .....	92
6.7.3.vérification des soudures.....	93
6.8.calcul de la poutre maitresse (sommiers).....	94
6.8.1.vérification de la flèche .....	95
6.8.1.1.combinaisons de charges.....	95
6.8.2.vérification de la résistance.....	95
6.8.3.vérification au cisaillement.....	96
6.9.calcul de la poutre secondaire .....	96
6.9.1.évaluation des charges .....	96
6.9.2.les combinaisons de charges .....	97
6.9.3.vérification de la flèche(ELS).....	97
6.9.4.vérification de la résistance(ELU).....	98
6.9.5.vérification au cisaillement.....	98
6.10.calcul de la poutre mezzanine.....	98
6.10.1.vérification de la flèche .....	99
6.10.1.1.combinaisons de charges .....	99
6.10.2.vérification de la résistance.....	99
6.10.3.vérification au cisaillemen.....	99
6.11.ferraillage de la dalle du plancher.....	101
6.11.1.combinaison d action.....	101

6.11.2. calcule des armatures .....	101
6.11.3.condition de non fragilité.....	102
6.11.4.les armatures de repartition.....	102
6.11.5.vérification de l' effort tranchant.....	102
6.11.6.dessin de ferrailage .....	102

### CHAPITRE VII / ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURELS

7.1.introduction.....	103
7.2. calcul des traverses.....	103
7.2.1. évaluation des charges et surcharge pour un seul versant.....	103
7.2.1.1. charges permanentes g.....	103
7.2.1.2.charges d entretien (d'exploitation) q.....	104
7.2.1.3. les surcharges climatiques (neige)	
7.2.2.vérification de flèche (ELS).....	104
7.2.3.vérifications à la sécurité.....	105
7.2.3.1.condition de la résistance (ELU).....	105
7.2.3.2.classe de section .....	105
7.2.3.3.incidence de l'effort tranchant .....	106
7.2.3.4.incidence de l'effort normale.....	106
7.2.4.vérification au déversement.....	106
7.2.4.1.flexion compose avec risqué de flambement .....	107
7.2.4.2.flexion compose avec risqué de déversement.....	107
7.3. pré dimensionnement des poteaux.....	110
7.3.1. definition.....	110
7.3.2.évaluation des charges et surcharge.....	110
7.3.2.1.charges permanentes $g_1$ de toiture .....	110
7.3.2.2.charges d entretien (d'exploitation) $q_1$ .....	110
7.3.2.3.charges permanentes $g_2$ de plancher .....	110
7.3.2.4.charges d'exploitation) $q_2$ .....	111
7.3.2.5.surcharges climatique v.....	111
7.3.2.6.détermination de $N_{max}$ par la décente de charge.....	111
7.3.3. dimensionnement des poteaux.....	111
7.3.3.1. vérification de flèche.....	111
7.3.3.2. vérification de la section à la résistance .....	112
7.3.3.3. classe de section.....	112
7.3.4.incidence de l'effort tranchant.....	113

7.3.5.incidence de l'effort normale.....	113
7.3.6.vérification de l'élément aux instabilités .....	114
7.3.6.1.flexion compose avec risqué de flambement.....	114
7.3.6.1.flexion compose avec risqué de déversement.....	114
7.4. calcul des demi-poteaux (intérieur).....	117
7.4.1. définition.....	117
7.4.2. évaluation des charges et surcharge.....	117
7.4.2.1. charges permanentes G.....	117
7.4.2.2. surcharges q .....	118
7.4.2.3. détermination de $N_{max}$ par la décente des charges.....	118
7.4.2.3.1. charge permanente g .....	118
7.4.2.3.2. charges d'exploitation q.....	118
7.4.3.vérification de la section à la résistance .....	118
7.4.4.classe de section .....	119
7.4.5.incidence de l'effort normale.....	119
7.4.6.verification de l'élément aux instabilités.....	120
7.4.6.1.vérification au déversement.....	120
7.4.6.1.1.flexion compose avec risqué de flambement.....	120
7.4.6.1.2.flexion compose avec risqué de déversement.....	120
<b><u>CHAPITRE VIII / CALCUL DE SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT</u></b>	
8.1. introduction.....	124
8.2. rôle des systèmes de contreventement.....	124
8.3.differents types de contre ventements.....	124
8.3.1. contreventement de toiture (poutre au vent).....	124
8.3.2. contreventement de façades:(palée de stabilité).....	124
8.4. calcul de la poutre au vent en long pan.....	124
8.5.section de la diagonal.....	126
8.5.1.calcul de la section de la section brute A.....	126
8.5.2. calcul de la palée de stabilité en long pans .....	126
8.5.3.calcul de la section de cornier.....	126
8. 6.calcul de la poutre sablière .....	127
8.6.1.vérification à l'els (flèche) .....	128
8.6.2.verification conditions de resistance.....	128
8.6.3.incidence de l'effort normale.....	128
8.6.4.classe de la section.....	128



8.6.5.vérification de l'élément aux instabilités .....	129
8.6.5.1.flexion compose avec risqué de flambement.....	129
8.6.5.2. flexion compose avec risqué de déversement.....	129
<b><u>CHAPITRE IX / CALCUL DES ASSEMBLAGES</u></b>	
9.1. introduction.....	132
9.2. type des assemblages.....	132
9.2.1. le boulonnage.....	129
9.2.2. le soudage.....	129
9.3.type boulonnage.....	129
9.4. coefficient partial de securities.....	129
9.5. coefficient de frottement.....	132
9.6. assemblage poteau _ traverse.....	133
9.6.1.condition de résistance des boulons.....	133
9.6.1.1.distance entre axe des boulons .....	133
9.6.2.détermination des efforts dans les boulons .....	134
9.6.3.vérification a la résistance de l'assemblage.....	134
9.6.4.vérification vis a vis l'effort de traction.....	134
9.6.5.vérification vis à vis la pression diamétrale.....	135
9.6.6.vérification vis-à-vis cisaillement.....	135
9.6.7.vérification au glissement.....	135
9.6.8.vérification d'un assemblage sollicite simultanément au cisaillement et à la traction .....	136
9.7. assemblage traverse _ traverse.....	141
9.7.1.condition de résistance des boulons.....	141
9.7.1.1.distance entre axe des boulons.....	141
9.7.2.détermination des efforts dans les boulons.....	142
9.7.3.vérification a la résistance de l'assemblage.....	142
9.7.4.vérification vis a a vis l'effort de traction .....	143
9.7.5.vérification vis à vis la pression diamétrale.....	143
9.7.6.Vérification vis-à-vis cisaillement.....	143
9.7.7.Vérification au glissement.....	143
9.7.8.Verification d'un assemblage sollicite simultanement au cisaillement et a la traction.....	144
9.8. assemblage poteau poutre misanine IPE450 -IPE360.....	150

9.8.1.condition de résistance des boulons .....	150
9.8.1.1.distance entre axe des boulons .....	150
9.8.2.détermination des efforts dans les boulons .....	150
9.8.3.verification a la resistance de l' assemblage .....	151
9.8.4.verification vis a a vis l'effort de traction.....	151
9.8.5.verification vis a vis la pression diamétrale .....	151
9.8.6.verification vis-à-vis cisaillement .....	152
9.8.7.verification au glissement.....	152
9.8.8.verification d'un assemblage sollicite simultanement au cisaillement et a la traction.....	152
9.9.calcul de l'assemblage par cornières.....	157
9.9.1.assemblage poteau -poutre secondere.....	157
9.9.1.1.condition de résistance des boulons.....	157
9.9.1.1.1.distance entre axe des boulons.....	157
9.9.2.verification vis a a vis l'effort normale .....	158
9.9.3.verification vis a vis la pression diamétrale.....	158
9.9.4.verification vis-à-vis cisaillement .....	159
9.9.5.verification au glissement.....	159
9.9.6.verification d'un assemblage sollicite simultanement au cisaillement et a la traction.....	159
9.9.7.verification vis a vis la pression diamétrale.....	159
9.9.8.verification vis-à-vis cisaillement.....	160
9.9.9.verification au glissement.....	160
9.10. assemblage de contre ventement.....	164
9.10.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset .....	164
9.10.2.Condition de résistance des boulons .....	165
9.10.2.1.Distance entre axe des boulons.....	165
9.10.3. Vérification de l'Assemblage trop long.....	165
9.10.4.Verification vis a vis la pression diamétrale.....	165
9.10.5.Verification vis-à-vis cisaillement.....	165
9.10.6.Verification au glissement.....	166
9.10.7.Vérification de la rupture de la section nette.....	166
9.11.assemblage de l'échantignolle.....	170

9.11.1. Assemblage de l'échantignolle sur la panne .....	170
9.11.2. Condition de résistance des boulons .....	171
9.11.2.1. Distance entre axe des boulons .....	171
9.11.3. Vérification de l'Assemblage trop long .....	172
9.11.4. Vérification vis à vis la pression diamétrale .....	172
9.11.5. Vérification vis-à-vis cisaillement .....	172
9.11.6. Vérification au glissement .....	172
9.11.7. Vérification vis à vis l'effort traction .....	173
9.11.8. Vérification d'un assemblage sollicité simultanément au cisaillement et à la traction .....	173

### CHAPITRE X / CALCUL PIED DE POTEAU

10.1 . introduction .....	174
10.2. dimensionnement de la platine .....	174
10.3. vérification de la tige d'ancrage .....	175
10.4. vérification des contraintes dans le béton et l'acier .....	175
10.5. la position de l'axe neutre élastique .....	175
10.6. la contrainte dans le béton .....	175
10.7. la contrainte dans l'acier .....	176
10.8. dimensionnement de l'épaisseur de la platine .....	176
10.9. pieds de potelet : IPE270 .....	181
10.10. dimensionnement de la platine .....	181
10.11. vérification de la tige d'ancrage .....	182
10.12. vérification des contraintes dans le béton .....	182
10.13. l'épaisseur de la platine .....	182

### CHAPITRE XI / CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

11.1. introduction .....	186
11.2. choix du type de fondation .....	186
11.3. calcul de fondations sous le Poteau .....	186
11.3.1. détermination des sollicitations .....	186
11.3.2. pré dimensionnement de la semelle de Poteau .....	187
11.3.3. critère de non poinçonnement .....	187
11.3.4. vérification de la stabilité au renversement .....	189
11.3.5. détermination des armatures de la semelle: (bael 91) .....	189
11.3.6. condition de non fragilité .....	191

11.3.7.encrage des barres.....	191
11.4.ferraillage de amorce poteau (fut).....	191
11.5.fondation sous potelet.....	193
11.5.1.l'encrage .....	193
11.5.2.poids de la semelle.....	194
11.6. calcul des armatures.....	194
11.7. condition de non fragilité.....	194
11.8.encrage des barres.....	194
11.9.ferraillage de amorce poteau (fût).....	194
11.10.calcul de longrines.....	195
11.11. pré dimensionnement.....	196
11.12.calcul de ferraillage.....	196
11.12.1.section des armatures.....	196
11.12.2.condition de non fragilité.....	196
11.13. ferraillage transversal .....	196

#### **RESUME**

resume.....	197
-------------	-----

#### **BIBLIOGRAPHIE**

bibliographie.....	199
--------------------	-----

#### **ANNEXE**

annexe.....	.de200 a 221
-------------	--------------

## LISTE DES NOTATIONS

### SYMBOL: ..... SIGNIFICATION:

<b>A</b>	Section brute d'une pièce ;
<b>A<sub>net</sub></b>	Section nette d'une pièce ;
<b>A<sub>w</sub></b>	Section de l'âme ;
<b>A<sub>v</sub></b>	Aire de cisaillement ;
<b>C<sub>t</sub></b>	Coefficient de topographie ;
<b>C<sub>r</sub></b>	Coefficient de rugosité ;
<b>C<sub>p,net</sub></b>	Coefficient de pression nette ;
<b>C<sub>e</sub></b>	Coefficient d'exposition ;
<b>C<sub>d</sub></b>	Coefficient dynamique ;
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
<b>F</b>	Force en générale ;
<b>G</b>	Module d'élasticité transversale de l'acier ;
<b>G</b>	Charge permanente ;
<b>G<sub>adm</sub></b>	L'effort de glissement admissible ;
<b>G<sub>c</sub></b>	L'effort appliqué sur le connecteur ;
<b>I</b>	Moment d'inertie ;
<b>K</b>	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteaux/ poutre ;
<b>K<sub>0</sub></b>	Coefficient de flambement ;
<b>K</b>	Facteur de déformée modale ;
<b>K<sub>t</sub></b>	Facteur de terrain ;
<b>L</b>	Longueur ;
<b>M<sub>sd</sub></b>	Moment sollicitant en générale ;
<b>M</b>	Moment fléchissant ;
<b>M<sub>rd</sub></b>	Moment résistant ;
<b>M<sub>pl</sub></b>	Moment plastique ;
<b>M<sub>cr</sub></b>	Moment critique ;
<b>M<sub>b,rd</sub></b>	Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
<b>N<sub>pl,rd</sub></b>	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
<b>N<sub>b,rd</sub></b>	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
<b>N<sub>sd</sub></b>	Effort normal sollicitant ;
<b>N<sub>t,sd</sub></b>	Effort normal de traction ;
<b>N<sub>c,sd</sub></b>	Effort normal de compression ;
<b>N<sub>pl</sub></b>	Effort normal plastique ;
<b>N<sub>c,rd</sub></b>	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;
<b>P<sub>k</sub></b>	Poids total de la structure ;
<b>Q</b>	Charge d'exploitation ;
<b>R</b>	Coefficient de comportement de la structure ;
<b>S</b>	Surface ;
<b>S</b>	Charge de la neige ;
<b>S<sub>k</sub></b>	Charge de la neige sur sur le sol ;
<b>V<sub>sd</sub></b>	Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;
<b>V<sub>pl,rd</sub></b>	Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
<b>V<sub>ref</sub></b>	Vitesse de référence du vent ;
<b>W</b>	Pression aérodynamique ;
<b>W<sub>pl</sub></b>	Module de résistance plastique ;
<b>W<sub>el</sub></b>	Module de résistance élastique ;
<b>d</b>	Diamètre d'une section circulaire ;
<b>f</b>	Flèche ;
<b>f<sub>y</sub></b>	Limite d'élasticité ;
<b>f<sub>u</sub></b>	Résistance à la traction ;

<b>H</b>	Hauteur d'une pièce ;
<b>L</b>	Longueur d'une pièce ;
<b><math>l_f</math></b>	Longueur de flambement ;
<b>r</b>	Rayon d'une section circulaire ;
<b>t</b>	Épaisseur d'une pièce ;
<b><math>t_f</math></b>	Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;
<b><math>t_w</math></b>	Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;
<b>z</b>	Hauteur au-dessus du sol ;
<b><math>z_0</math></b>	Paramètre de rugosité ;
<b><math>z_{eq}</math></b>	Hauteur équivalente ;
<b><math>z_{min}</math></b>	Hauteur minimale ;
<b><math>\chi</math></b>	Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;
<b><math>\beta</math></b>	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de La charge d'exploitation;
<b><math>\beta_w</math></b>	Facteur de corrélation ;
<b><math>\beta_M</math></b>	Facteur de moment uniforme équivalent ;
<b><math>\beta_j</math></b>	Coefficient relatif à la liaison ;
<b><math>\gamma_M</math></b>	Coefficient de sécurité ;
<b><math>\lambda</math></b>	Élancement ;
<b><math>\lambda_{LT}</math></b>	Élancement de déversement ;
<b><math>\alpha</math></b>	Facteur d'imperfection ;
<b><math>\emptyset</math></b>	Rotation ;
<b><math>\emptyset_{LT}</math></b>	Rotation de déversement ;
<b><math>\tau</math></b>	Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
<b><math>\varepsilon</math></b>	Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
<b><math>\sigma_a</math></b>	Contrainte de l'acier ;
<b><math>\sigma_b</math></b>	Contrainte du béton ;
<b><math>\xi</math></b>	Pourcentage d'amortissement critique ;
<b><math>\eta</math></b>	Facteur de correction d'amortissement ;
<b><math>\delta_{ek}</math></b>	Déplacement du aux forces sismique fi ;
<b><math>\Delta_k</math></b>	Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;
<b><math>\mu</math></b>	Coefficient de forme de la charge de neige ;

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure</b>	<b>page</b>
I .1 : Constitution d'un plancher mixte.....	26
I .2 : un boulon haute résistance.....	27
II .1 : vue 3D.....	28
II .2 : vue de la structure 3D(robot).....	28
II .3 : vue en haut.....	29
II .4 : vue laterale.....	29
II .5: coupe.....	29
II .6 : vue en plan de RDC.....	30
II .7 : vue en plan de etage.....	31
II .8 : differents constituant d' hongar.....	32
III.1:Détail de la plancher mixte.....	33
III.2:Détail de l'escalier.....	34
III.3:Détail de mur exterieur.....	35
III.4:Détail de la toitutre.....	35
III.5: sens d'action de vent.....	39
III.6: zones de coefficient(ce) sur parois(longpan) vue en plan.....	40
III.7: zones de coefficient(ce) sur parois(longpan)vue laterale.....	40
III.8:zones de coefficient(ce) sur toiture(longpan) vue en plan .....	41
III.9:zones de coefficient(ce) sur parois vue en plan(pignon).....	42
III.10:zones de coefficient(ce) sur parois vue laterale(pignon).....	42
III.11:zones de coefficient(ce) sur toiture(pignon).....	43
III.12:le coefficient(ci) (long pan) .....	44
III.13:indice de permeabilite $\mu_p$ .....	44
III.14:zones de coefficient(ci)sur toiture( long pan).....	46
III.15:zones de coefficient(ci) $\mu_p$ ( pignon ).....	46
III.16: Choisir à travers la fenêtre utile les règlements.....	49
III.17: les règlements recommandes.....	49
III.18: calcul des charges vent et neige.....	50
III.19: valeurs des charges vent et neige.....	50
III.20: orientation de la charge vent .....	51
III.21: disposition des contre ventementes.....	52
IV.1:L'application de la formule $W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$ Sur logiciel robot.....	56

IV.2: le relève des coefficients et des choix sur logiciel robot.....	57
IV.3: relation entre spectre et periode.....	58
IV.4: Translation suivant x-x.....	60
IV.5: Translation suivant y-y.....	61
IV.6.a: Rotation autour de l'axe z-z.....	61
IV.6.b: Rotation autour de l'axe z-z.....	62
IV.7: centre de masse et de rotation.....	62
V.1: Disposition de la panne et l'accessoire échantignole.....	65
V.2: Schéma statique de la charge Permanente G sur les panne .....	65
V.3: Schéma statique de la poutre équivalente.....	66
V.4: Schéma statique de la charge de neige S sur la panne.....	67
V.5: detail de la panne .....	69
V.6: L'effet de suolevement sur la panne.....	71
V.7: detail de L'echantinolle.....	73
V.8: vue en plan et elivation de l'escalier(vole).....	74
V.9: detail de l'escalier(vole).....	75
V.8: disposition de potelet dans la ferme.....	78
VI.1:schema descriptive de plancher mixte.....	85
VI.2:detail de solives .....	85
VI.3:schema descriptive du l'etege.....	86
VI.4:schema statique d'une solive.....	86
VI.5 : Largeur participante d une dalle mixte (largeur de la dalle effective).....	88
VI.6: schima detailler de l'etude d'une solive.....	88
VI.7: schima de differents axes .....	89
VI.8: schema de la contrainte lors de coulage.....	90
VI.9: schima de la contrainte due au retrait .....	91
VI.10: schima de la contrainte finale.....	92
VI.11: schema d'un goujon.....	92
VI.12: schema statique de la poutre maitresse.....	94
VI.13: schema statique de la poutre secondaire.....	96
VI.14: schema statique de la poutre maitresse.....	98
VI.15: ferrailagr de plancher <i>mixte</i> .....	102
VII . 1:charge et surcharge de la poutre traverse .....	103
VII . 2: equivalence de la charge <i>d'entretien</i> .....	104
VII . 3 : schéma perspective de demi-poteaux le plus <i>sollicité</i> .....	117



VIII.1: Schéma statique de la poutre au vent.....	125.
VIII.4: Isolation du noeud 1.....	126
VIII.3: Schéma statique de palée de stabilité.....	127
VIII.4: Schéma statique de la poutre sabliere.....	128
IX.1:desposition constructive des boulons .....	133
IX.2: assemblage poteau traverse.....	136
IX.3:desposition constructive des boulons(p.p).....	141
IX.4: assemblage traverse traverse.....	144
IX.5:desposition constructive des boulons(p.p) .....	150
IX.6:assemblge poteau pouter.....	153
IX.7:desposition constructive .....	157
IX.8:assemblge poteau poutre par corniers.....	160
IX.9:desposition constructive des boulons.....	165
IX.10:assemblge au gousset .....	167
IX.11:assemblge panne echantignolle.....	171
IX.12:desposition constructive des boulons.....	171
X.1:plaque d'assise pour poteau encastre.....	174
X.2:tige d'encrage.....	174
X.3:aire comprime sous la plaque d'assise.....	176
X.4:schema perspictive d'un pied de poteau encastre.....	176
X.5:tige d'encrage.....	182
X.6:schema perspictive d'un pied de potelet .....	182
XI.1:schema detaillier d'une fondation isolé.....	187
XI.2:schema de contrainte.....	189
XI.3:schema de ferrailage pour fondation et fut(poteau).....	193
XI.4: ferrailage de fondation et fut (potelet).....	195
XI.5: ferrailage de longrine.....	196

## LISTE DES TABLEAUX

<u>Tableau</u>	<u>page</u>
I.1 : Caractéristique des nuances d'acier.....	24
I.2 : Caractéristiques mécaniques d'acier.....	25
I.3 : Caractéristique d'un boulon haute résistance.....	27
III.1:Détail de la charge RDC.....	33
III.2:Détail de la charge de la plancher mixte.....	34
III.3:Détail de la charge de l'escalie.....	34
III.4:Détail de la charge du mur extérieur .....	35
III.5:Détail de la charge de toiture.....	36
III.6:Détail des charges d'exploitation.....	36
III.7:coefficient(ce) sur parois(longpan).....	41
III.8:coefficient(ce) sur toiture(longpan).....	41
III.9:coefficient(ce) sur parois(pignon).....	43
III.10:coefficient(ce) sur toiture(pignon).....	43
III.11:coefficient(ci) sur toiture(longpan).....	46
III.12: la pression aérodynamique $W(ze)$ sur D (longpan).....	47
III.13: la pression aérodynamique $W(ze)$ sur E (longpan).....	47
III.14: la pression aérodynamique $W(ze)$ (pignon).....	48
IV.1: valeurs des Pénalités.....	56
IV.2 : Pourcentage de la participation massique.....	59
IV.3 : valeur d'exentricite.....	62
IV.4 : resultat des forces .....	63
IV.5 : valeurs de déplacement.....	63
V.1:caractéristique de profile160.....	70
V.2: profile IPE160 pour pannes.....	73
V.3: evaluation des charges de l'escalier.....	75
V.4:caractéristique de cornier40x40x3.....	76
V.5:valeurs de la charge( $q_u$ ).....	76
V.6: profileIPE270 pour potelet .....	84
VI.1: evaluation des charges.....	87
VI.2: profileIPE160 pour solive.....	94

---

VI.3: evaluation des charges.....	96
VI.4:profile IPE360pour poutre maitresse .....	101
VII.1:profile IPE400 pour traverse.....	110
VII.2:profile IPE450 pour Poteau.....	117
VII.1:profile IPE400 pour le demi-poteau.....	123
VIII.1:cornier60x60x7 pour le systeme de contreventement .....	127
VIII.2:profile IPE240 pour La pouter sabliere.....	131
IX.1:caracteristique boulon HR et OR.....	134
XI.1:valeur de sollicitations.....	187
XI.2: valeur de contraintes.....	189

## *Remerciements*

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier en premier lieu, notre seigneur Dieu, le tout puissant qui nous a donné la patience, le courage et grâce auxquels nous avons pu achever ce mémoire.*

*Tout d'abord, un énorme et chaleureux merci à Mr: benceur raouf notre promoteur, pour avoir encadré et suivi ce travail.*

*Nous remercions les membres du jury sans exception, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.*

*Ainsi qu'à toutes les personnes qui nous ont apportés leurs aides.*

*Et enfin, nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants qui nous ont enrichis avec un précieux savoir qui est le meilleur héritage pour l'avenir.*

*TOUAK RADHOVANE*



### *Dédicaces*

*Je dédie ce présent travail à mes chers et nobles parents dont je suis et je serais pleinement reconnaissant pour m'avoir soutenu durant tout mon parcours, et aussi :*

- mon père*
- ma regrette mère*
- à mes frères et sœurs : tayeab , Khalil , rabeih , h, b, m*
- mon épouse et mes enfants: n, taheer, abd el madjed, s*
- A toute la grande famille : mes oncles, mes tantes, mes cousins, cousines*
- mes amis sans exception*
- a tous ma famille*

*Enfin Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail*

*Que Dieu vous bénisse ! RADHOUANE*

## Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier en premier lieu, notre seigneur Dieu, le tout puissant qui nous a donné la patience, le courage et grâce auxquels nous avons pu achever ce mémoire.*

*Tout d'abord, un énorme et chaleureux merci à Mr: benceur raouf notre promoteur, pour avoir encadré et suivi ce travail.*

*Nous remercions les membres du jury sans exception, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.*

*Ainsi qu'à toutes les personnes qui nous ont apportés leurs aides.*

*Et enfin, nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants qui nous ont enrichis avec un précieux savoir qui est le meilleur héritage pour l'avenir.*

*DJOUDI NASREDDINE*



### *Dédicaces*

*Je dédie ce présent travail à mes chers et nobles parents dont je suis et je serais pleinement reconnaissant pour m'avoir soutenu durant tout mon parcours, et aussi :*

- mon père*
- ma mère*
- mon épouse et mes enfants*
- à mes frères et sœurs*
- A toute la grande famille : mes oncles, mes tantes, mes cousins, cousines*
- mes amis sans exception*
- a tous ma famille*

*Enfin Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail*

*Que Dieu vous bénisse ! NASREDDINE*

## **1.INTRODUCTION GENERALE**

### **1.1.INTRODUCTION**

Les constructions industrielles ou les volumes de grandes dimensions sont très courants dans les bâtiments de parcs industriels, de loisirs et de sports. Leurs fonctionnalités ainsi que leur qualité architecturale sont influencées par de nombreux facteurs, par exemple le plan d'implantation, la polyvalence et la qualité souhaitée pour le bâtiment.

L'acier offre de nombreuses possibilités pour un usage fonctionnel à la fois agréable et flexible. Pour les bâtiments offrant un grand volume, l'aspect économique de la structure joue un rôle important. Pour les grandes portées, le dimensionnement est optimisé afin de réduire l'utilisation de matériaux, les coûts et le travail de montage.

De plus en plus, les bâtiments en charpente métalliques ont été conçus afin de réduire les dépenses énergétiques et être très respectueux de l'environnement.

Les bâtiments industriels sont composés d'une ossature en portiques et des revêtements métalliques de tous types. La technique permet de créer de grands volumes ouverts efficaces, faciles à entretenir et adaptables en fonction des évolutions de la demande. L'acier est

choisi pour des raisons économiques, mais également pour d'autres raisons telles que la résistance au feu, la qualité architecturale et le respect de l'environnement.

Le présent ouvrage est dédié à l'étude et la conception d'un atelier de réparation des engins en construction métallique implanté à TISSEMSILT. Supporte des planchers mixte.

Les poteaux métalliques sont scellés sur des fondations en béton armé.

### **1.2. PRÉSENTATION DU PROJET:**

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et à étudier un hangar avec une partie en R+1 (mezzanine) en charpente métallique à usage d'entretien et réparation des véhicules et engins.

Ce projet est implanté en zone sismique IIa

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de

Planchés mixte collaborant (béton – acier)

La stabilité est assurée par des portiques auto-stables dans un sens et par des

Paliers de stabilité verticaux en X et dans les deux sens.

### **1.3. DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DU PROJET :**

**1.3.1. EN PLAN :** Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

✓ Longueur totale .....60 m

✓ Largeur totale .....15m



**1.3.2. EN ELEVATION :**

- ✓ Hauteur de parois .....6, 90 m
- ✓ Hauteur totale .....8, 40 m
- ✓ Hauteur de étage .....3, 23m

**1.4.LOCALISATION ET DONNÉES CONCERNANT LE SITE :**

Le projet en question est, implantée à zone industrielle de la wilaya de tissemsilt dont :

- ✓ La contrainte admissible du sol est de =2,0 bars (rapport du sol du laboratoire).
- ✓ terrain a un sol ferme(S2).
- ✓ Altitude par rapport au niveau de mer .....800m.
- ✓ Le site est classé dans la zone..... IIa. (RPA)
- ✓ Le site est classé dans la zone..... IIb. (R.N.V)

**1.5. RÈGLEMENTS TECHNIQUES :**

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

CM 97: Règle de calcul des constructions en acier

RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003

RNV2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent

BAEL : Béton armé aux états limites

EUROCODE 3:les normes **européennes** de conception

DTR C2.47 : Charges et structures

**1.6. MATÉRIAUX UTILISÉS :**

**1.6.1.L'ACIER DE CHARPENTE :**

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique fy (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

norme:EN10025

Nuance d'acier	Épaisseur (mm)			
	t≤40mm		(40≤t≤100) mm	
	fy ( N/mm2 )	fu ( N/mm2)	fy ( N/mm2 )	fu ( N/mm2 )
<b>S235</b>	235	360	215	340
<b>S275</b>	275	430	255	410
<b>S355</b>	355	510	335	490

**Tableau I.1 : Caractéristique des nuances d'acier**

- ✓ La résistance à la traction : fu = 360 MPa
- ✓ La limite élastique : fy= 235 MPa.
- ✓ Le module de Young : E = 210 000MPa
- ✓ Le coefficient de poisson : ν= 0,3.

✓ Module de cisaillement :  $G = E / (2(1+\nu)) = 81000 \text{ MPa}$

### 1.6.2. BÉTON :

✓ le béton utilisé est dosé à **350kg/ m3**.

✓ béton de propreté est dosé à **150 kg/m3**.

#### 1.6.2.1. RÉSISTANCE DE BÉTON :

##### 1.6.2.1.1. CARACTÉRISTIQUES DU BÉTON :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

✓ La résistance à la compression à 28 jours :  **$f_c 28 = 25 \text{ MPa}$**

✓ La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de Compression par la relation :  **$f_t 28 = 0,6 + 0,06 f_c 28$**

##### 1.6.2.1.2. CONTRAINTES LIMITES :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée Par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

##### 1.6.2.1.3. ETAT LIMITE DE SERVICE :

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_c 28$$

##### 1.6.2.1.4. CONTRAINTES DE CISAILLEMENT :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_c 28, 4 \text{ MPa}) = \mathbf{3,25 \text{ MPa}}$$

Fissuration préjudiciable outre préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_c 28, 3 \text{ MPa}) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

##### 1.6.2.1.5. COEFFICIENT DE POISSON :

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes:

✓  $\nu = 0$  à l'ELU

✓  $\nu = 0,2$  à l'ELS

##### 1.6.2.2.1. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DE L'ACIER :

Nuance		Fy(MPa)
<b>Ronds lisses</b>	Fe220	215
	Fe240	235
<b>Barres HA</b>	Fe400	400
	Fe 500	500

**Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques**

### 1.6.2.2. CONTRAINTES LIMITES :

#### a) ETAT LIMITE ULTIME :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- ✓ En cas de situations accidentelles  $\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$
- ✓ En cas de situation normale  $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

#### b) ETAT LIMITE DE SERVICE :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(2/3 f_e, 110 \eta f_{tj})$ .
- ✓ Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \eta f_{tj})$ .

### 1.7. PLANCHER:

Pour notre cas la partie (R+1), le plancher est mixte (dalle collaborant) dont la Composition est illustrée sur la figure.

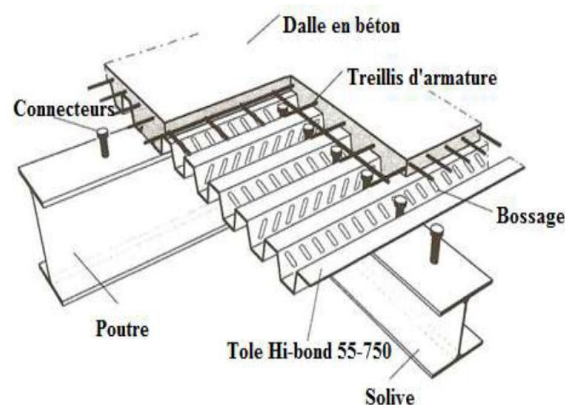


Figure I.1 : Constitution d'un plancher mixte

### 1.8. ESCALIER:

L'escalier permet l'accès du niveau RDC vers le premier étage, il est constitué d'un volée métallique et de garde-corps.

### 1.9. MAÇONNERIE :

La maçonnerie sera exécutée en parpaing et brique creuse

- ✓ *Murs extérieurs* : en parpaing de 20 cm .
- ✓ *Murs intérieurs* : Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

### 1.10. TOITURE:

La toiture est en charpente métallique à deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture en panneaux sandwichs reposant sur des pannes en IPE, et de poutres au vent.

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- ✓ L'isolation et l'étanchéité.
- ✓ Une bonne capacité portante.
- ✓ Un gain de temps appréciable au montage.
- ✓ La rapidité d'exécution.

### 1.11. ASSEMBLAGES:

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont:

- ✓ Boulon à haute résistance.
- ✓ Boulon ordinaires

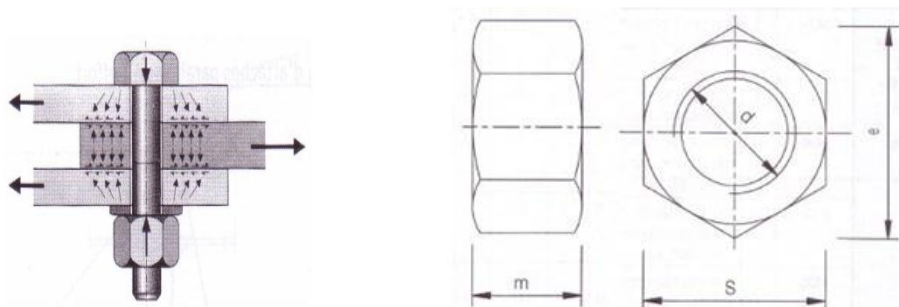


Figure I .2 : un boulon haut résistance

Repère	appellation	$\sigma_r$ DaN/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{eb}$ DaN/mm <sup>2</sup>	diamètre (d)(mm)	pas (P)(mm)	surpat' (s)(mm)	Sur angle (e) (mm)	hauteur (m)(mm)	Section du noyau(mm <sup>2</sup> )
HR2	HR8.8	80	64	M18	2,5	27	29,56	11,5	192
OR	OR4.6	40	24	M14	2	21	22,78	8,8	115

Tableau I.3 : Caractéristique d'un boulon haute résistance et ordinaire

avec:

$\sigma_{eb}$ : limite élasticité.

$\sigma_r$ : résistance a la traction.

- ✓ Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des Nuances d'acier utilisées.

## 2.1.INTRODUCTION :

Dans ce chapitre en présente la construction de l'extérieur et de l'intérieur par :

- ✓ des vus 3D
- ✓ des vus en plan
- ✓ des coupes
- ✓ légende de différents constituants d'un hangar

## 2.2. CONCEPTION 3D:

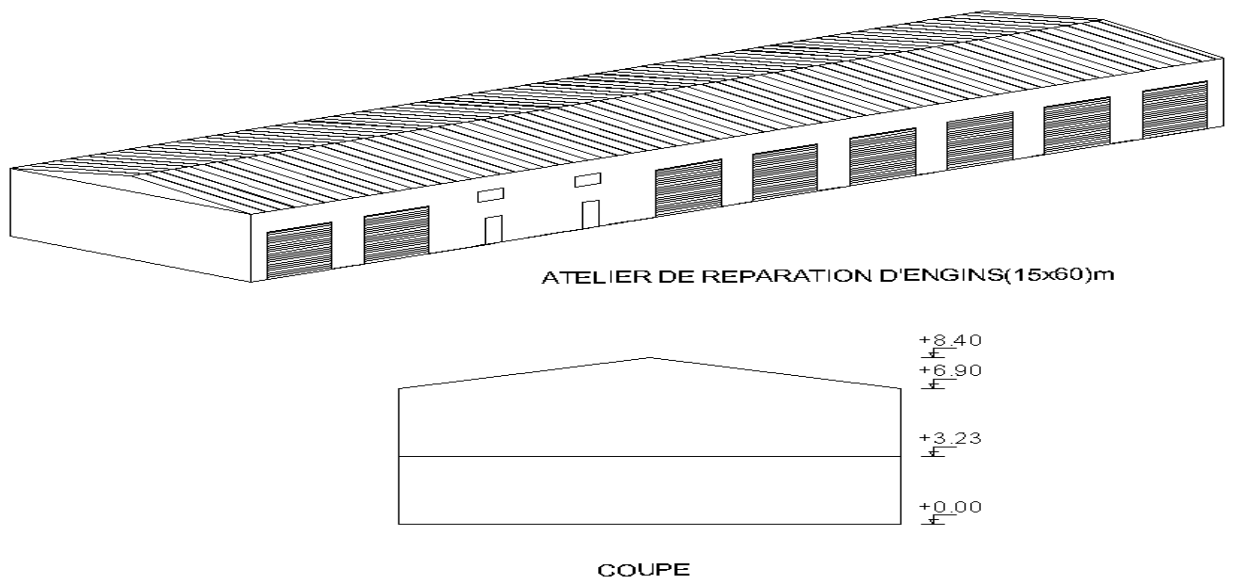


Figure II .1 : vue 3D

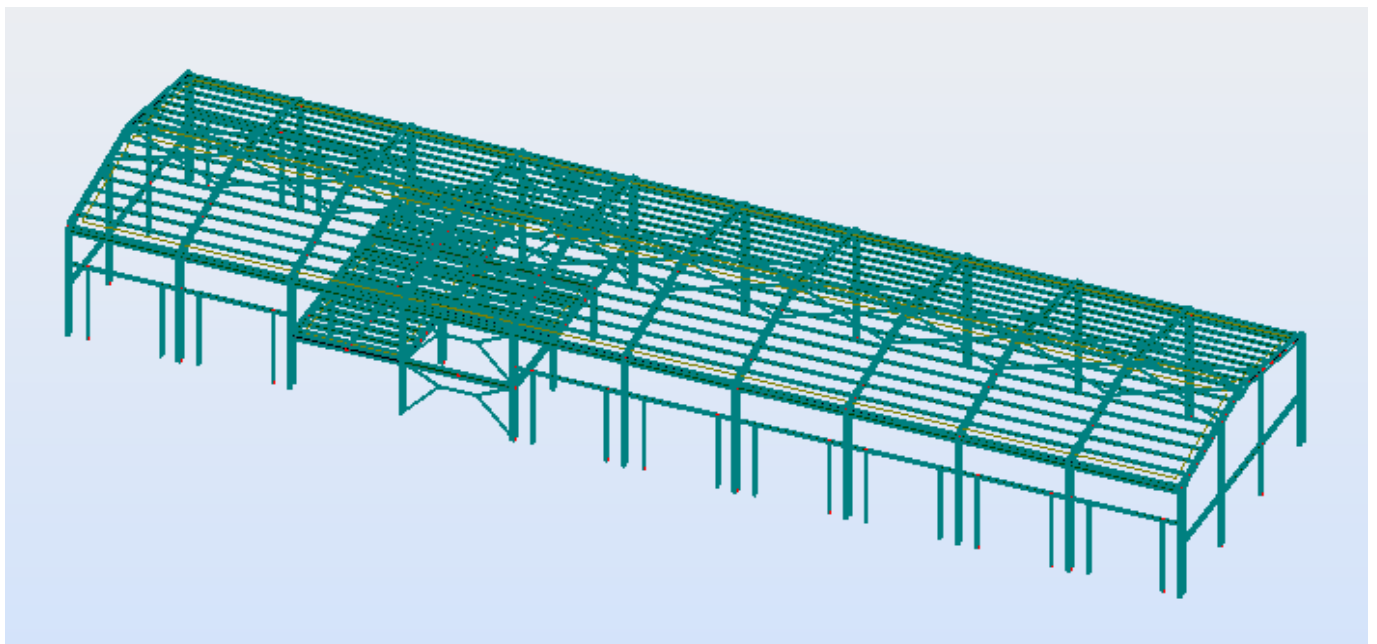


Figure II .2 : vue de la structure 3D (robot)

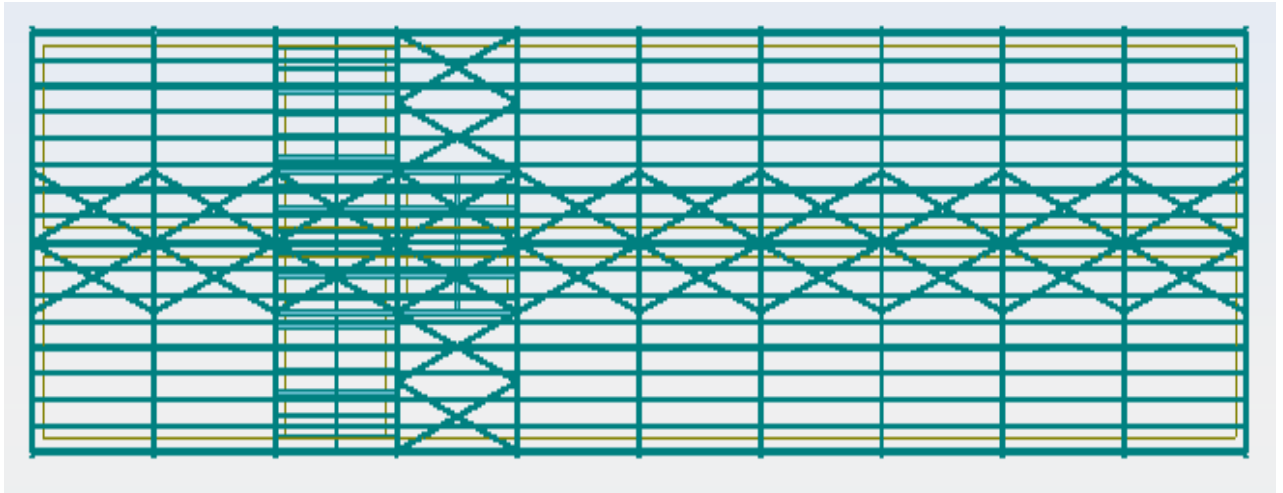
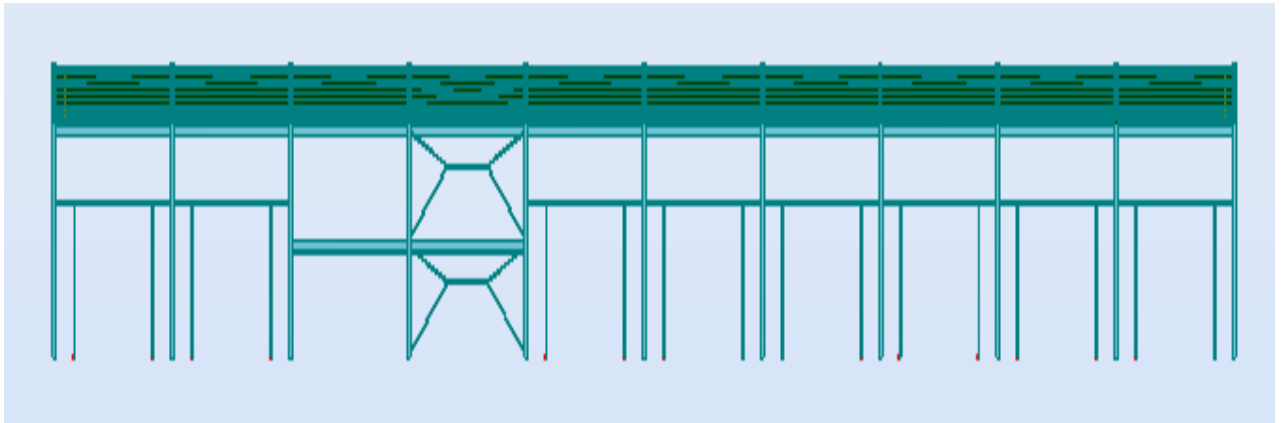
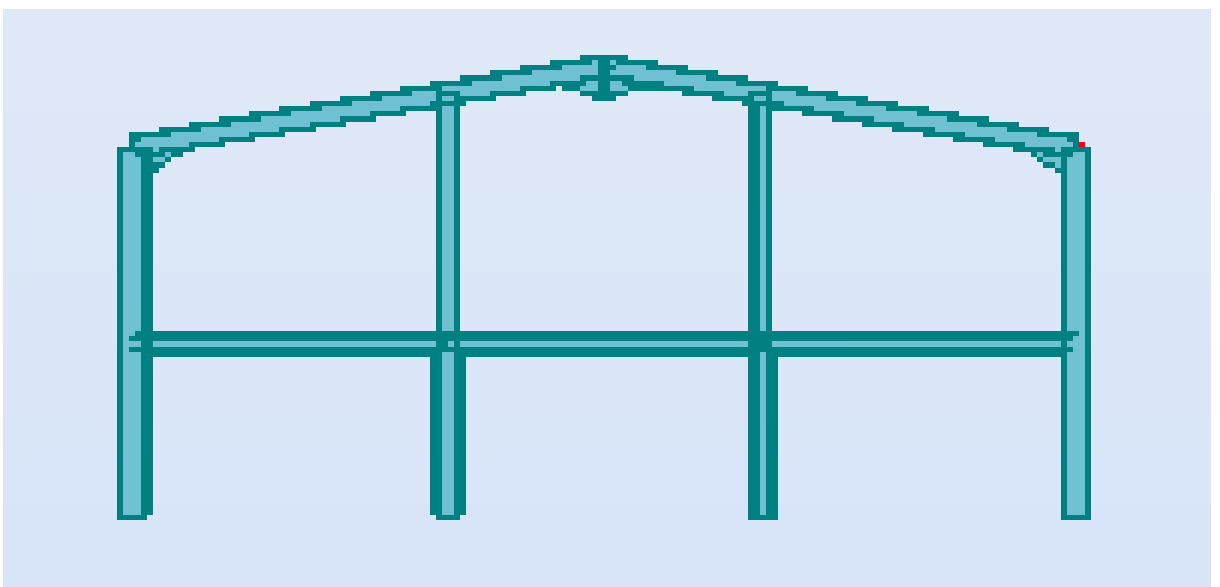
**2.3. VUE SUR LA CONSTRUCTION :****Figure II .3 : vue en haut****Figure II .4 : vue latérale****Figure II .5: coupe**





Figure II .7 : vue en plan d'étage



2.5. LEGENDE

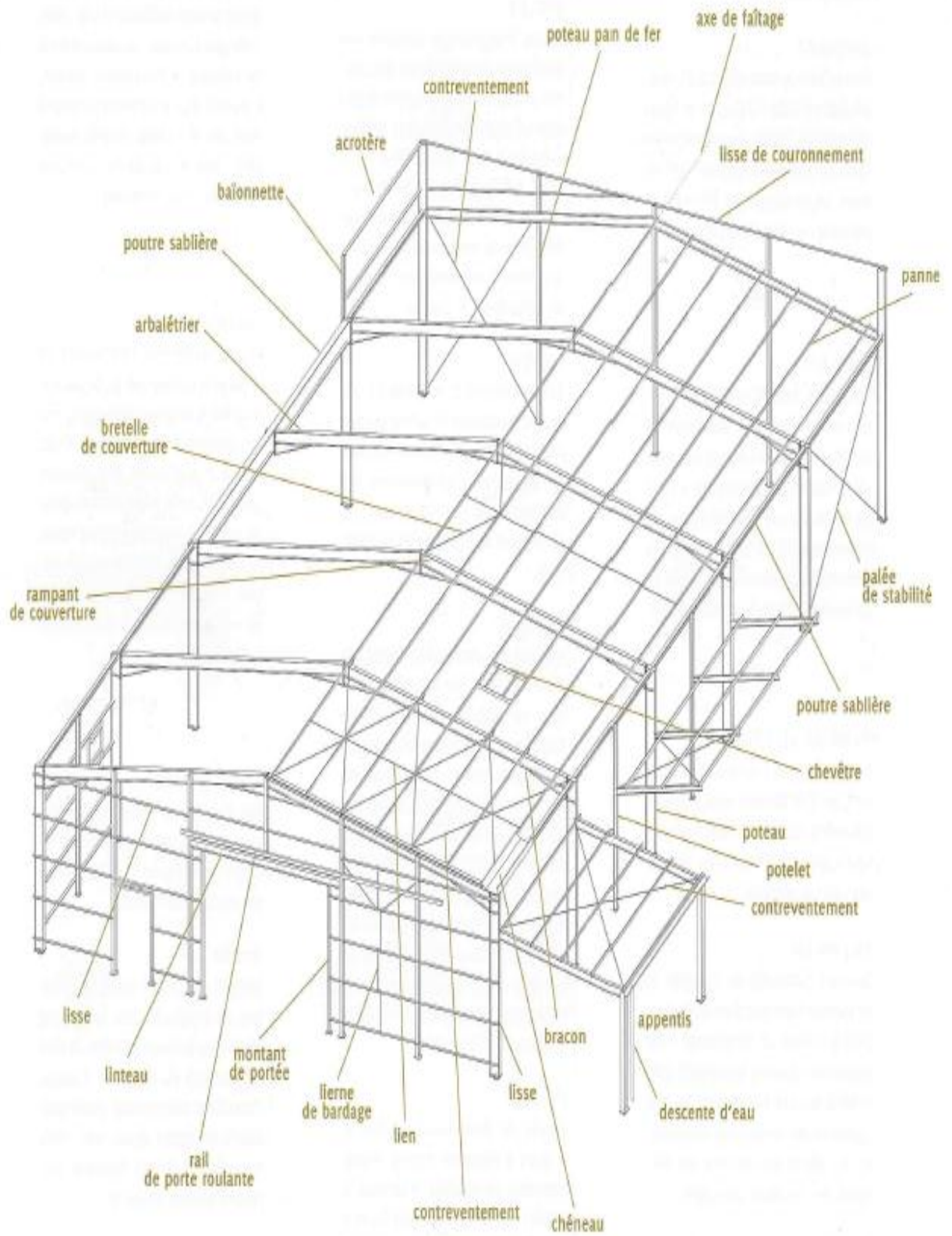


Figure II .8 : différents constituant d' hangar

**3. CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES :**

**3.1. CALCUL DES CHARGES :**

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermiques et sismiques.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique. DTR.C2.2 (charges et surcharges).

**3.2. POID PROPRE DES ELEMENTS (CHARGE PERMANENTE):**

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

a – La masse volumique du béton armé :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

b – La masse volumique du béton non armé :  $\rho = 22 \text{ KN/m}^3$

c – La masse volumique de l'acier :  $\rho = 78,50 \text{ KN/m}^3$

**3.2.1. DALLE DE RDC :** la charge G est déterminée suivant le tableau:

Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (kn / m <sup>3</sup> )	Charge permanent (kn / m <sup>2</sup> )	
1	Dalle en béton armée	15	25	3,75
2	Mortier de pose	3	20	0,6
3	Revêtement de carrelage	3	20	0,6
<b>Total</b>			<b>G = 4,95</b>	

Tableau III.1: Détail de la charge RDC

**3.2.2. PLANCHER ETAGE (dalle collaborant) :**

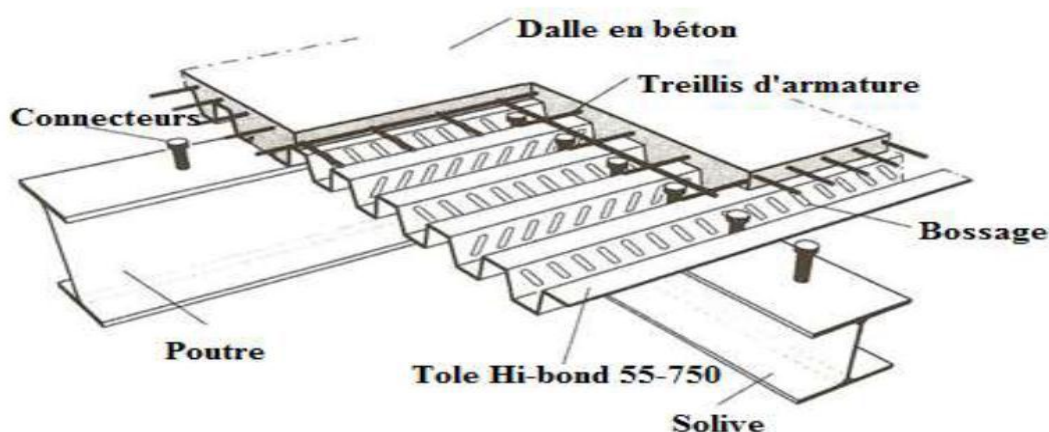


Figure III.1: Détail de la plancher mixte

Élément		Épaisseur (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Charge permanent (kn / m)	Charge permanent (kn / m <sup>2</sup> )
1	Poutre maitresse (IPE360)		53,8	78,5	0,571	
2	Poutre secondaire (IPE360)		53,8	78,5	0,571	
3	Solive(IPE160)		20,1	78,5	0,158	
4	Tôle ondule d'acier galvanise (TN40)					0,094
5	Dalle en béton armée	10		25		2,5
6	Carrelage, mortier de pose+accessoires	10		20		2,00
<b>Total</b>					<b>G = 1,3</b>	<b>G = 4,594</b>

Tableau III.2:Détail de la charge de la plancher mixte

3.2.3. L' ESCALIER (Vole):

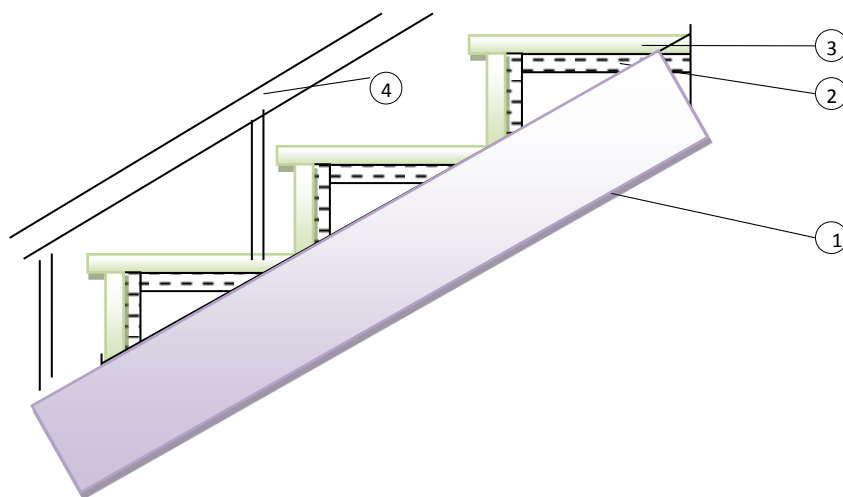


Figure III.2:Détail de l'escalier

Élément		Épaisseur (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (kn / m)	Charge permanent ( (kn / m <sup>2</sup> )
1	Profile (UPN200)		32,2	78,5	0,251	
2	Cornière a aile égale (90x6)		10,6	78,5	0,083	
3	Tôle striée	0,5				0,45
4	Garde corps en tube rectangle					0,6
<b>Total</b>					<b>G = 0,334</b>	<b>G = 1,05</b>

Tableau III.3:Détail de la charge de l'escalier

3.2.4. LES MURS EXTERIEURS:

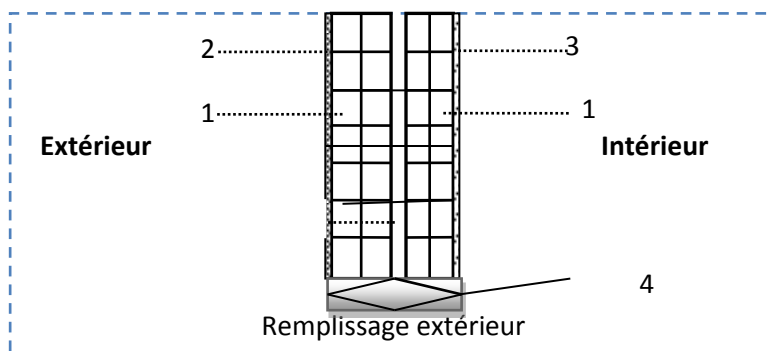


Figure III.3:Détail de mur extérieur

Élément		Épaisseur (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Charge permanent (kn / m <sup>2</sup> )
1	Paroi en blocs creux (parpaing)	20		/	2,7
2	Enduit de ciment (ex)	2		18	0,36
3	Enduit de ciment (in)	2		18	0,36
4	Poutre en béton armée	30	600	25	1,5
<b>Total</b>					<b>G = 4,92</b>

Tableau III.4:Détail de la charge de mur extérieur

Remarque: Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90% G).

Murs avec fenêtres (80% G).

Murs avec portes et fenêtres (70% G).

3.2.5 LA TOITUR:

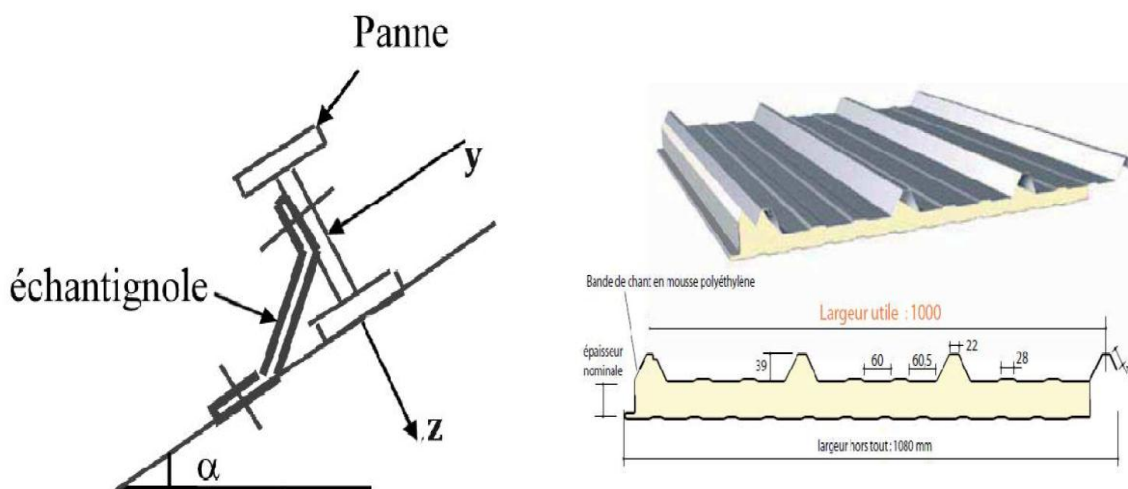


Figure III.4:Détail de la toiture

Élément		Épaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (kn / m)	Charges permanents (kn / m <sup>2</sup> )
1	Panneaux sandwichs				0,129
2	Accessoire d'attache				0,015
3	Panne (IPE160)		78,5	0,158	
4	Poutre traverse(IPE400)		78,5	0,663	
5	Faut plafond en panneaux de paille compressé				0,03
<b>Total</b>				<b>G = 0,821</b>	<b>G = 0,174</b>

**Tableau III.5:Détail de la charge de toiture**

**3.3.CHARGE D’EXPLOITATION :**

Élément	Charges d’exploitation (kn )	Charges d’exploitation (kn / m <sup>2</sup> )
Étage RDC		<b>6,5</b>
Dalle collaborant		<b>2,5</b>
Escalier		<b>2</b>
toiture	<b>1</b>	

**Tableau III.6:Détail des charges d'exploitation**

**3.4.CHARGE CLIMATIQUE SUIVENT LES REGLEMENTS(N.V.2013):**

**3.4.1.CHARGE DUE AU VENT :**

**-EFFET DU VENT :**

**3.4.1.1.INTRODUCTION:**

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l’ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige** et **Vent**. Ce document Technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l’ensemble d’une construction et sur ses différentes parties et s’applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

✓ **3.4.1.2.PROCEDURES DE CALCUL :**

Les etapes de calcul des actions de vent sont comme suite:

- ✓ pression dynamique de référence  $q_{ref}$
- ✓ hauteur de référence  $z_e$
- ✓ catégorie de terrain et facteur de site -
- ✓ intensité de turbulence  $I_v$
- ✓ coefficient de topographie  $C_t(z)$
- ✓ coefficient de rugosité  $C_r(z)$
- ✓ coefficient d'exposition  $C_e(z)$
- ✓ pression dynamique de pointe  $q_p$

Pression exercice par le vent (par exemple sur les revêtements bardage, fixations et éléments de construction).

- ✓ coefficient de pression intérieur  $C_{pi}$
- ✓ coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$
- ✓ coefficient de pression net  $C_{pnet}$
- ✓ coefficient de force  $C_f$
- ✓ pression aérodynamique extérieur  $W_e = q_p \times C_{pe}$
- ✓ pression aérodynamique intérieur  $W_i = q_p \times C_{pi}$
- ✓ Force exercées par le vent (effets globaux par exemple).
- ✓ coefficient dynamique  $C_d$
- ✓ force exercée par le vent (a partir des coefficient de force)  $F_w$
- ✓ force exercée par le vent (à partir du coefficient de pression)  $F_w$

**3.4.1.3.PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE:**

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$$

Action du vent suivant tableau annexe 1(RNV2013)tissemsilt est dans la zone 2

La vitesse référence  $V_{ref}=27m/s$

- ✓ *pression dynamique de référence (  $q_{ref}$ ):*

$Q_{ref}=435N/m^2$  (Tableau 2.2. RNV2013)

- ✓ *hauteur de référence (  $z_e$ ):*

$Z_e=8,4m$  pour la toiture.

$Z_e=6,9m$  pour les parois verticales.

- ✓ *catégorie de terrain et facteur de site*

Pour notre site d'implantation il la convient la catégorie(02) (Tableau 2.4. RNV2013)

$$\Rightarrow kr=0,190 ; z_0=0,05m ; z_{min}=2m ; \varepsilon=0,52$$

Avec: kr:factrur de terrain;

$Z_0$ : paramètre de rugosité;

$Z_{min}$ : hauteur minimale;

$\epsilon$ : Coefficient utilise pour le calcul du coefficient  $C_d$ ;  $C_d=1$

✓ **intensité de turbulence (Iv):**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divise par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 et a et b (RNV2013 P57).

$Iv(z)=1/Ct \times Ln(z/z_{min})$  pour  $z > z_{min}$  ..... (Notre cas)

✓ **efficient de topographie Ct(z):**

Le coefficient de topographies Ct(z) prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles quelque soit ; les collines, les dénivellations isolées .etc. Le site est plat, le coefficient de topographie Ct = 1. (Chapitre II RNV2013).

✓ **coefficient de rugosité Cr(z):**

Le coefficient de rugosité Cr(z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). et le tableau 2.5 RNV2013 P53.

⇒ **Cr(z)=0,875**

✓ **coefficient d'exposition Ce (z):**

Le coefficient d'exposition au vent Ce(z) tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent. Ce(z) est donnée par:

Formule suivante :  $Ce(z) = Ct^2(z) \times Cr^2(z) + [1+7 \times Iv(z)]$ .

Cr : coefficient de rugosité.

Ct : coefficient de topographie.

Iv(z) : l'intensité de la turbulence.

Z (en m) est la hauteur considérée.

V.5 4.4. Intensité de turbulence :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divise par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 et a et b (RNV2013 P57). ⇒  $Iv(z)=0.163$

D'après le tableau (2.3 RNV2013 P52) ;

⇒ **Ce(z)=1,929**

✓ ⇒ **pression dynamique de pointe:**

$q_p(z_e) = q_{ref} \times Ce(z_e)$

$= 435 \times 1,929 = 839,11 N/m^2$



✓ **Détermination de coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  des constructions a base rectangulaire et leurs éléments constitutifs individuels a dépendent de la dimension de la surface chargée, ils sont définies pour des surfaces charges de 1 m<sup>2</sup> et 10 m<sup>2</sup> auxquelles correspondent les coefficients de pression notes respectivement  $C_{pe 1}$  et  $C_{pe 10}$ . (Chapitre 5;RNV2013) p 80.

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

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

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

Avec S:designe la surface charge de la paroi considérée (en m<sup>2</sup>),

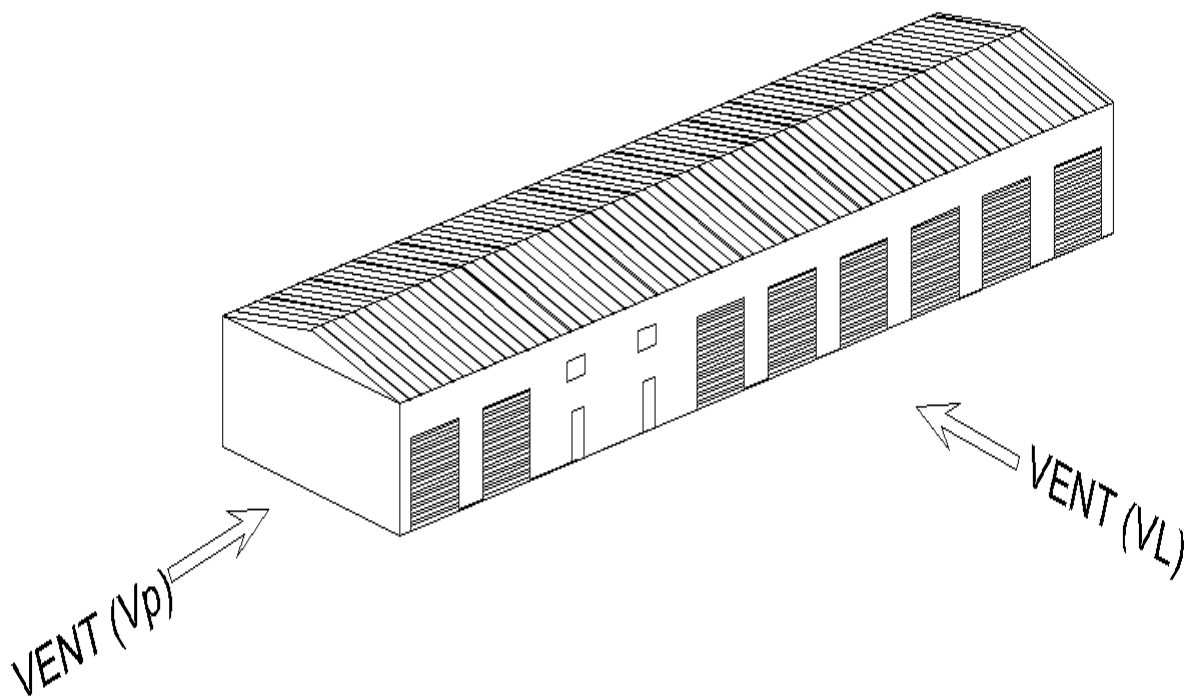
Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont envisagés :

- ✓ Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- ✓ Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- ✓ Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- ✓ Vent sur pignon avec dépression intérieure.

**3.4.1.4.ACTION DU VENT EXTÉRIEUR( $c_e$ ):**

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerce sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

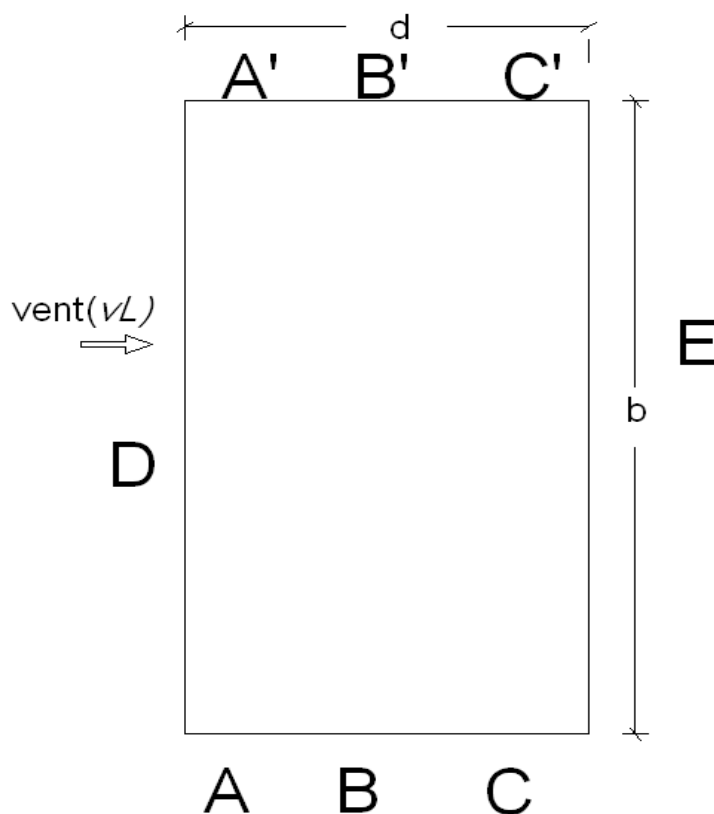
- a) au long pan  $V_l$ ,
- b) au pignon  $V_p$ ,



**Figure III.5: sens d'action de vent**



**a) Vent sur le longpan (vL):**



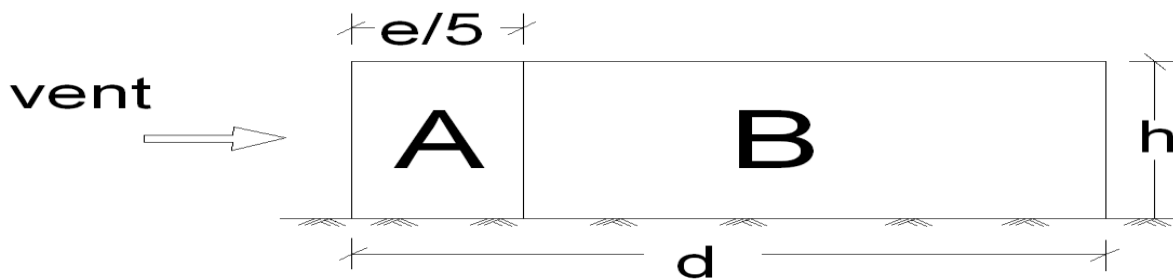
**Figure III.6: zones de coefficient(*c<sub>e</sub>*) sur parois(longpan) vue en plan**

La pression (*v<sub>l</sub>*) est la même sur *D* et *E*.

**a).1. Calcul de (S) sur parois :** la surface d'application sur les parois est conditionnée de la distance *e* (en (m)),

$$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(60; 2 \times 8,4) = 16,8\text{m} \Rightarrow e > d$$

cas ou  $d \leq e$



**Figure III.7: zones de coefficient(*c<sub>e</sub>*) sur parois (longpan)vue laterale**

$$S(A) = e/5 \times h = 16,8/5 \times 8,4 = 28,22\text{m}^2,$$

$$S(B) = (d - e/5) \times h = 11,64 \times 8,4 = 97,77\text{m}^2,$$

$$s(A) \text{ et } S(B) > 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

Pour les parois verticales nous avons le tableau suivant (RNV 2013)p81,

Paroi latérale		Paroi au vent	Paroi sous le vent
A,A'	B,B'	D	E
$C_{pe10}$			
-1,0	-0,8	+0,5	-0.3

Tableau III.7:coefficient(ce) sur parois(longpan)

a).2.calcul de (s) sur Toiture :

On a une toiture a deux versant  $\alpha=11,30^\circ$ , le vent perpendiculaire a la génératrice;en prendra les valeurs Cpe de toiture à deux versant (RNV 2013) p86;

$b=60m, d= 15m, h=8,4m, \alpha=11,30^\circ$

$S(F)=e/10 \times e/4=16,8/10 \times 16,8/4=7,05m^2$

$S(G)=e/10 \times (b-e/2)=1,68 \times (60-16,8/2)$

$S(G)=86.68m^2$

$S(H)=b \times (d/2-e/10-e/20)=60 \times (15/2-3 \times 16,8/20)$

$S(H)= 298,8m^2$

$S(j)=b \times e/10=60 \times 16,8/10=100,8m^2$

$S(I)=b \times (d/2-e/20)=60 \times (15/2-16.8/20)$

$S(I)=399,6m^2$

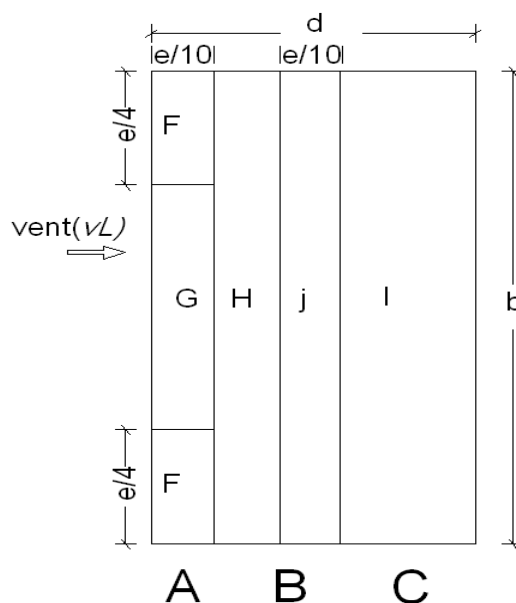


Figure III.8:zones de coefficient(ce) sur toiture(longpan) vue en plan

$1m^2 < S(F) < 10m^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(s(f))$

$C_{pe} = -2,0 + (-0,9 + 2,0) \times \log_{10}(7,05) = -1,06$

D'après la formule (5.1) p80 et le tableau (5.4) p87(RNV2013)

Le reste des(s) est supérieur de 10m2  $\Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$  le tableau (5.4) p87(RNV2013)

Tableau des Cpe:

Angle de ponté $\alpha$	Zone pour vent (vl) ou $\theta=0^\circ$				
	F	G	H	j	I
	$C_{pe}$	$C_{pe10}$			
$(5^\circ/15^\circ)$	-1,06	-0,8	-0,3	-0,4	-0,5

Tableau III.8:coefficient(ce) sur toiture(longpan)

b)Vent sur le pignon  $v_p$ :

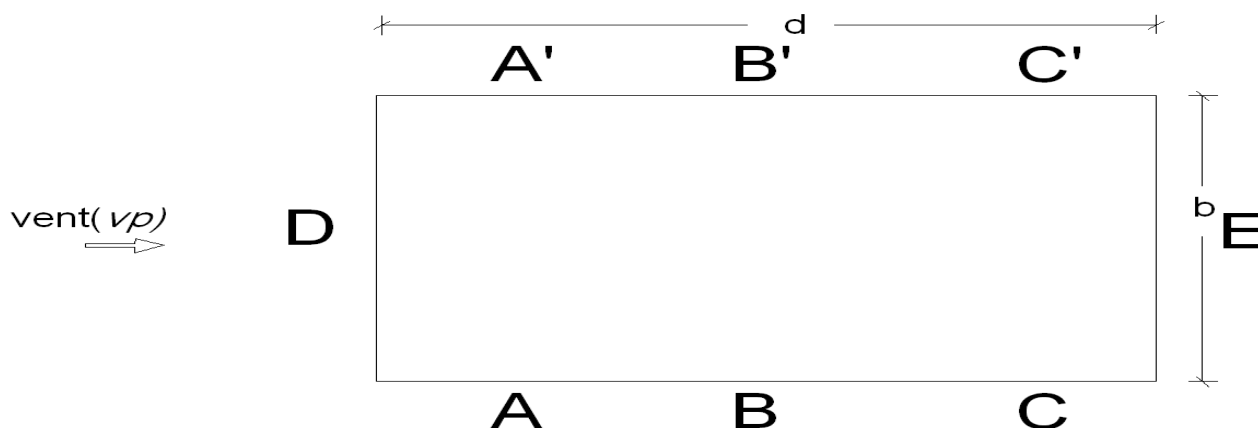


Figure III.9:zones de coefficient(ce) sur parois

vue en plan(pignon)

la pression ( $v_l$ ) est la même sur  $D$  et  $E$ .

b).1.Calcul de ( $S$ ) sur parois : la surface d'application sur les parois est conditionnée de la distance  $e$  (en (m)),

$$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(60; 2 \times 6,9) = 13,8\text{m} \quad \Rightarrow \quad d > e$$

cas ou  $d > e$

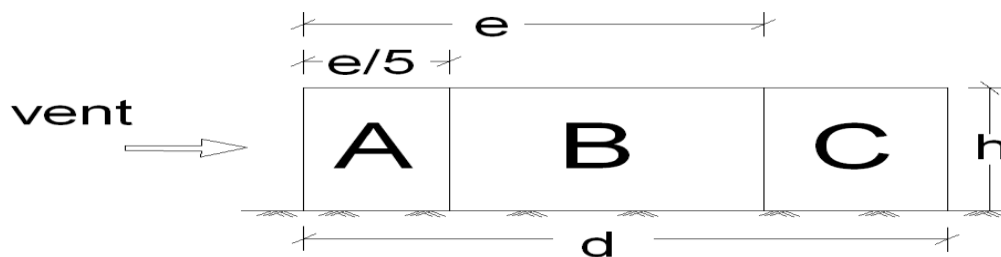


Figure III.10:zones de coefficient(ce) sur parois

vue latérale(pignon)

$$S(A) = e/5 \times h = 13,8/5 \times 6,90 = 19,04\text{m}^2$$

$$S(B) = (e - e/5) \times h = (13,8 - 2,76) \times 6,9 = 76,17\text{m}^2$$

$$S(C) = (d - e) \times h = (60 - 13,8) \times 6,9 = 318,78\text{m}^2$$

$$S(A) ; S(B) \text{ et } S(C) > 10\text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10}$$

Pour les parois verticales nous avons le tableau suivant (RNV 2013) p81,

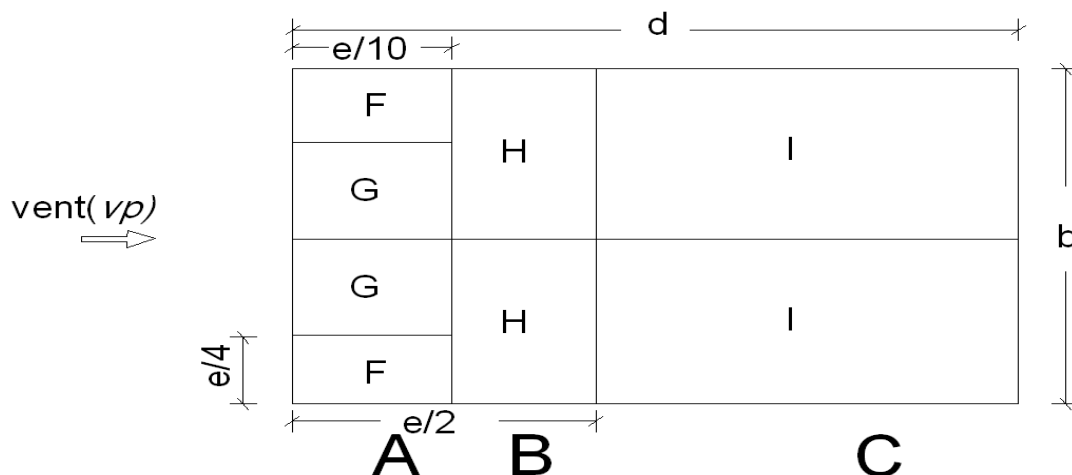
Paroi latérale			Paroi au vent	Paroi sous le vent
A,A'	B,B'	C,C'	D	E
$C_{pe,10}$				
-1,0	-0,8	-0,5	+0,5	-0.3

Tableau III.9:coefficient(ce) sur parois(pignon)

**b).2. calcul de (s) sur Toiture :**

On a une toiture a deux versant le sens parallèle du vent  $\alpha=90^\circ$  et  $\theta=90^\circ$  le vent perpendiculaire a la génératrice ; en prendra les valeurs  $C_{pe}$  de toiture à deux versant (RNV 2013) p86;

$b=15m, d= 60m, h=8,4m, \alpha=90^\circ$



**Figure III.11:zones de coefficient( $c_e$ ) sur toiture(pignon)**

$$S(F)=e/10 \times e/4=13,8/10 \times 13,8/4=4,76m^2$$

$$S(G)=e/10 \times (b/2-e/4)=1,38 \times (15/2-13,8/4)=5,59m^2$$

$$S(H)=b/2 \times (e/2-e/10)=15/2 \times (13,8/2-13,8/10)=41,4m^2$$

$$S(I)=b/2 \times (d-e/2)=15/2 \times (60-13,8/2)=398,25m^2$$

$$1m^2 < S(F) < 10m^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(s(f))$$

$$C_{pe} = -2,0 + (-1,3 + 2,0) \times \log_{10}(4,76) = -1,52$$

D'après la formule (5.1) p80 et le tableau (5.4) p87(RNV2013)

Le reste des(s) est supérieur de 10m<sup>2</sup>  $\Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

le tableau (5.4) p87(RNV2013)

**Tableau des  $C_{pe}$ :**

Angle de pente $\alpha$	Zone pour vent (vp) ou $\theta=90^\circ$			
	F	G	H	I
	$C_{pe}$		$C_{pe10}$	
(5°/15°)	-1,52	-1,3	-0,6	-0,5

**Tableau III.10:coefficient( $c_e$ ) sur toiture(pignon)**

**3.4.1.5.DÉTERMINATION DE COEFFICIENT DE PRESSION INTÉRIEURE( $c_i$ )**

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, Agissant simultanément. Doit être envisagée

Potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'aire.

Le coefficient de pression  $C_{pi}$

Pour notre hangar nous avons deux cas de détermination de coefficient de pression intérieure

$C_{pi}$ .

Sur le long pan ( $vL$ ):

Cas N°01:

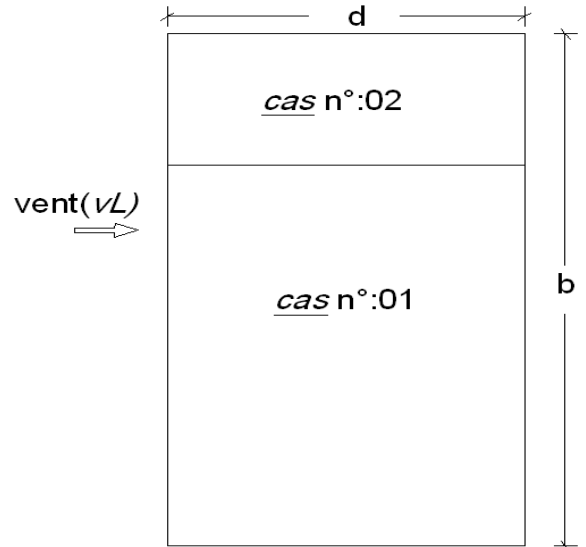


Figure III.12:le coefficient( $c_i$ ) (long pan)

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est déterminé à partir de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  donné par :

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

L'indice de perméabilité est conditionne par la hauteur du bâtiment( $h$ ) et sa profondeur( $d$ ) comme il est elustre par l'abaque ci-dessous du (RNV 2013) p93:

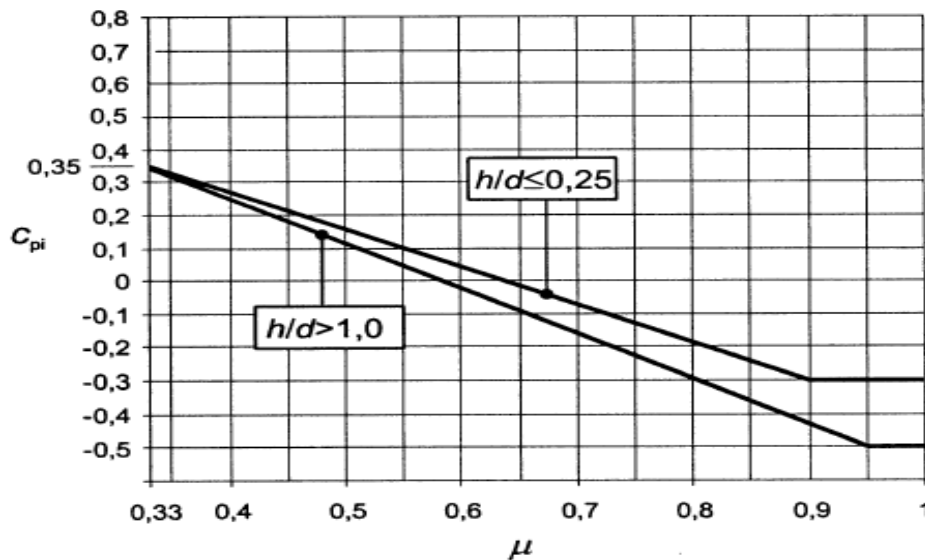


Figure III.13:indice de perméabilité  $\mu_p$

la pression ( $vL$ ) sur  $D$ .

a)Notre hangar possède comme ouvertures:

1- ( $C_{pe} < 0$ ):

- 02 portails de dimension (4 x4,5) m
- 03portes de dimension (1,6 x2,5) m
- ⇒ S=48M2

2-(Cpe> 0):

- 08 portails de dimension (4 x4,5) m
- 02portes de dimension (1,6 x2,5) m
- 01fenetre de dimension (1,5 x1,0)m
- ⇒ S=153,3M2

$\mu_p=48/201,3= 0.24$

**Cpi**=+0,35 sans calcul de h/d

la pression (**vl**) sur **E** .

b) Notre hangar possède comme ouvertures:

1- (Cpe< 0):

- 08 portails de dimension (4 x4,5) m
- 02portes de dimension (1,6 x2,5) m
- 01fenetre de dimension (1,5 x1,0)m
- ⇒ S=153,3M2

2-(Cpe> 0):

- 02 portails de dimension (4 x4,5) m
- 02portes de dimension (1,6 x2,5) m
- ⇒ S=48 M2

$\mu_p=153,3/201,3= 0.76$

**h/d =0,56**

**Cpi**=-0,20

la pression (**vl**) est la même sur **D** et **E** .

**Cas N°02:**

Lorsque, sur au moins deux faces des bâtiments (façades ou toiture.), l'aire totale des ouvertures excitant sur chacune des faces représente 30% de l'aire de cette face, il convient à partir des règles définies pour les toitures isolées. (RNV2013) p96

Aire ouvertures =4x4,5x2=36m2 .....43,47%

Aire total façade =6,9x12=82,8m2 .....100%

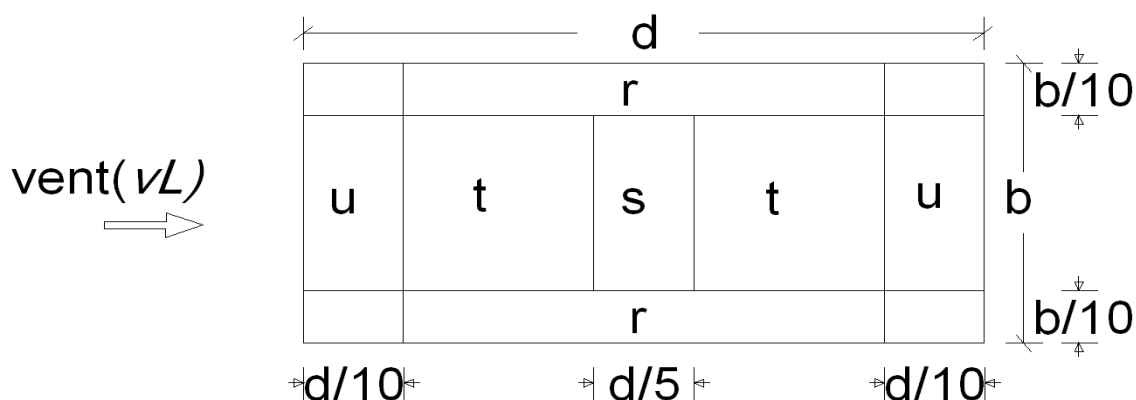


Figure III.14: zones de coefficient (ci) sur toiture ( long pan)

Selon le tableau (5.9 RNV) p101 on a les valeurs suivantes:

Angle de la toiture $\alpha$	Obstruction $\theta^*$	Coefficient de force globale	$C_{p_{nette}}$			
			t	r	u	s
(10°/15°)	surpression	+0,4	+0,9	+1,9	+1,4	+0,4

Tableau III.11: coefficient (ci) sur toiture (longpan)

$C_{pi}$  sur le pignon (vp)

$$\mu_p = \frac{\sum d \text{ des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum d \text{ des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

la pression (vl) est la même sur D et E .

Notre hangar possède comme ouverture:

1- ( Cpe < 0):

- 10 portails de dimension (4 x4,5) m
- 05 portes de dimension (1,6 x2,5)m
- 01 fenetre de dimension (1,5 x1,0) m

$$\Rightarrow S = 201,5 M^2$$

2- ( Cpe > 0):

Pas 'ouvertures.

$$\mu_p = 201,5 / 201,5 = 1$$

$$h/d = 8,4 / 15 = 0,56$$

$$C_{pi} = -0,40$$

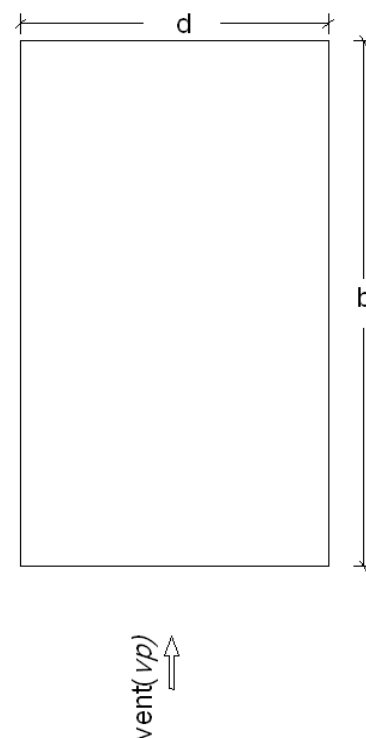


Figure III.15: zones de coefficient (ci) ( pignon )

3.4.1.6. DÉTERMINATION DE LA PRESSION AÉRODYNAMIQUE W(ze) :

La pression aérodynamique  $W(Z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule  
 Suivant:  $W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$ . (RNV 2013) p 58.

**-Sur long pan : (vl perpendiculaire à long pan) :**

- la pression (vl) sur  $D$ .

Zone d'application		Pression dynamique au pointe $q_p(Z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{p_{nette}}$	$W(Z_j)_{(N/m^2)}$	
parois	A,A'	839,11	-1,0	+0,35		-1132,79	
	B,B'		-0,8			-964,97	
	D		+0,5			125,86	
	E		-0,3			-545,42	
toiture	F	839,11	-1,06				-1183,14
	G		-0,8				-964,97
	H		-0,3				-545,42
	j		-0,4				-629,33
	I		-0,5				-713,24
	t		839,11				0,00
r	+1,9	-1594,30					
u	+1,4	-1174,75					
s	+0,4	-335,64					

**Tableau III.12: la pression aérodynamique  $W(z_e)$  sur D (longpan)**

- la pression (vl) sur  $E$ .

Zone d'application		Pression dynamique au pointe $q_p(Z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{p_{nette}}$	$W(Z_j)_{(N/m^2)}$	
parois	A,A'	839,11	-1,0	-0,2		-671,29	
	B,B'		-0,8			-503,46	
	D		+0,5			+587,37	
	E		-0,3			-83,91	
toiture	F	839,11	-1,06				-721,63
	G		-0,8				-503,46
	H		-0,3				-83,91
	j		-0,4				-167,82
	I		-0,5				-251,73
	t		839,11				0,00
r	+1,9	-1594,30					
u	+1,4	-1174,75					
s	+0,4	-335,64					

**Tableau III.13: la pression aérodynamique  $W(z_e)$  sur E (longpan)**

*Valeurs max et min sur long pan:*

sur parois:  $W(Z_j)_{max} = (-1132,79)_{(N/m^2)}$

$W(Z_j)_{min} = (-83,91)_{(N/m^2)}$



sur toiture:  $W(Zj)_{max}=(-1594,30)_{(N/m^2)}$

$W(Zj)_{min}=(-83,91)_{(N/m^2)}$

*long pan : (vp perpendiculaire à pignon) :*

Zone d'application		Pression dynamique au pointe $q_p(Ze)$	Cpe	Cpi	$W(Zj)_{(N/m^2)}$
parois	A,A'	839,11	-1,0	-0,40	-503,79
	B,B'		-0,8		-335,64
	C,C'		-0,5		-83,91
	D		+0,5		755,19
	E		-0,3		83,91
toiture	F	839,11	-1,52		-939,80
	G		-1,3		-755,20
	H		-0,6		-167,82
	I		-0,5		-83,91

**Tableau III.14: la pression aérodynamique W(ze) (pignon)**

*valeurs max et min sur pignon:*

sur parois:  $W(Zj)_{max}=(+755,19)_{(N/m^2)}$

$W(Zj)_{min}=(-83,91)_{(N/m^2)}$

sur toiture:  $W(Zj)_{max}=(-939,80)_{(N/m^2)}$

$W(Zj)_{min}=(-83,91)_{(N/m^2)}$

**3.4.2.CALCUL DES CHARGES DE NEIGE SUR TOITURE OU AUTRE SURFACE:**

La charge caractéristique de neige *S* par unité de surface en projection horizontale sur toiture

S'obtient par la formule suivante

$$S = \mu \times S_k \text{ (KN/m}^2\text{)} \text{ (RNV2013, P: 18; Paragraphe 3.1.1)}$$

Avec:

*S<sub>k</sub>*: charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

*μ*: coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

**3.4.2.1.CHARGE DE NEIGE SUR LE SOL:**

La charge caractéristique de neige *S<sub>k</sub>* par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Notre projet est implanté à la wilaya de tissemsilt qui est classé en zone B selon la

Classification de RNVA 2013 annexe 1 avec une altitude d'environ 800m. Donc *S<sub>k</sub>* est donnée par la Formule:

$$S_k = (0,04 \times H + 10) / 100 \text{ (RNV2013, P: 21; Paragraphe 4)}$$

Avec: h:hauteur par rapport au niveau de la mer

$$S_k = (0,04 \times 800 + 10) / 100 = 0,42 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

**3.4.2.2.COEFFICIENT DE FORME DE LA TOITURE:**

Dans le cas de toiture à deux versants ; des valeurs de  $\mu$  sont données en fonction de l'angle  $\alpha$   
 $\alpha=11,30^\circ$

$$\alpha=11,30^\circ \in [ 0^\circ ; 30^\circ ]$$

Donc  $\mu_1 = 0.8$  (RNV2013, P: 25; Tableau 2)

La charge de neige est alors :

$$S = \mu_1 \times S_k$$

$$S = 0.8 \times 0,42 = 0,336 \text{KN/m}^2$$

### 3.4.3. CALULE DE LA CHARGE DU VENT ET NEIGE PAR LE LOGICIEL:

On peut utiliser le logiciel robot pour la détermination des charges (vent , neige)

Et que les règlements (DTR, RPA) sont intégrés dans le logiciel comme il est ulistre sur la figure suivante:

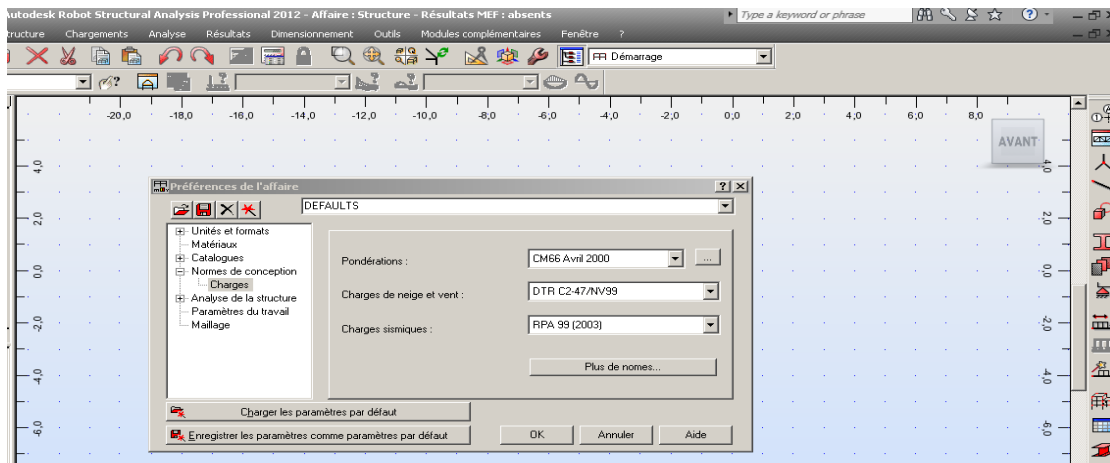


Figure III.16: Choisir à travers la fenêtre utile les règlements

- règlement de la charpente métallique.....=>
- règlement (DTR-NV) .....=>
- règlement (RPA99-2003) .....=>

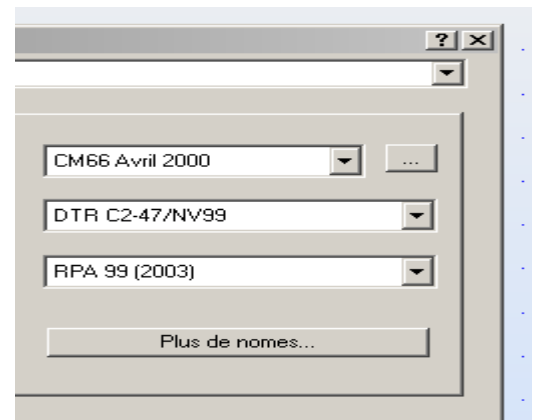


Figure III.17: les règlements recommandes

- après avoir introduire les données nécessaires on lance le calcul des charges vent et neige pour avoir une note calcul détaillé (méthode des éléments fines) comme celle sur la figure.

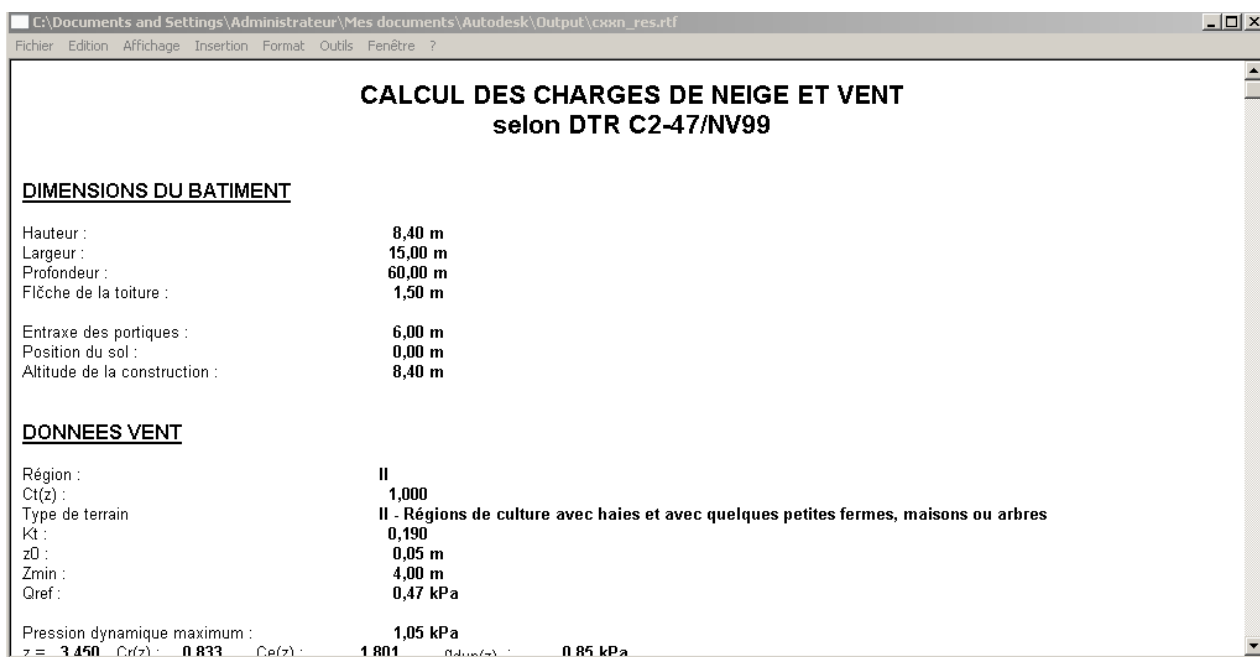


Figure III.18: calcul des charges vent et neige

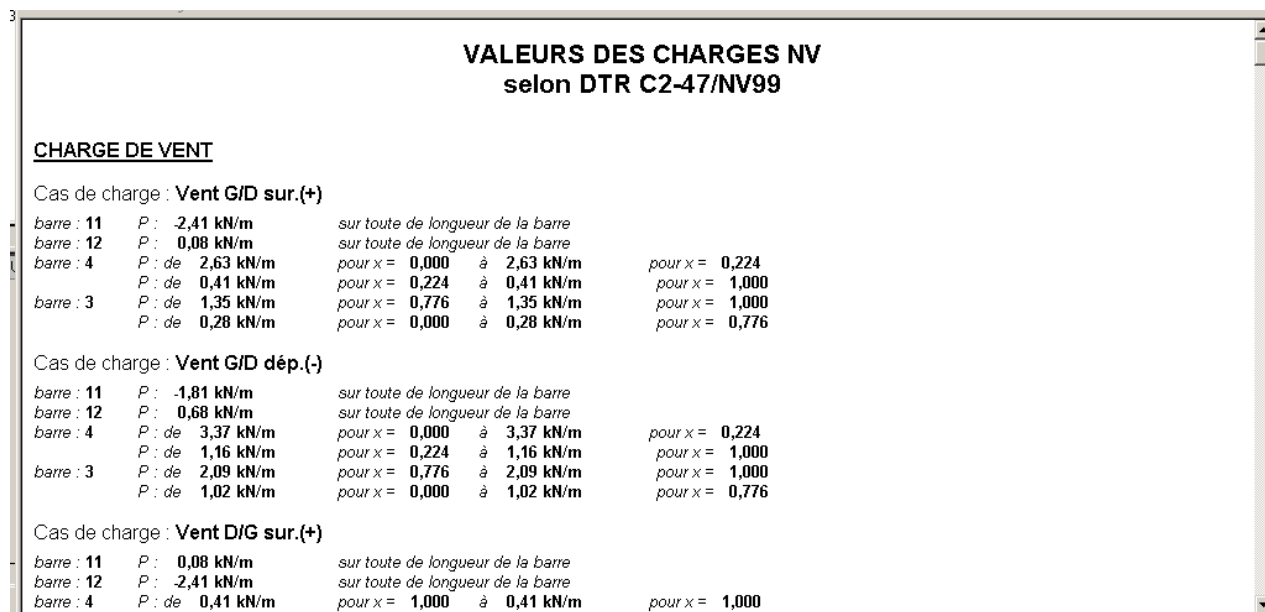


Figure III.19: valeurs des charges vent et neige

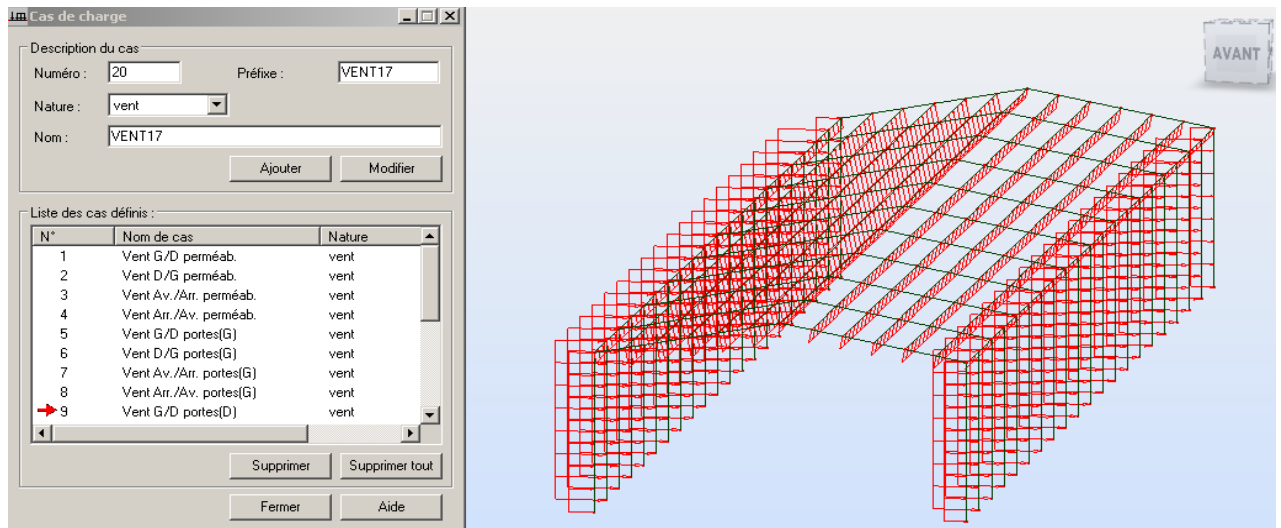


Figure III.20: orientation de la charge vent

**3.4.4.EFFET DE LA VARIATION DE LA TEMPÉRATURE:**

A titre transitoire et a défaut de justification plus précises, on adopte pour les constructions situées a l'air libre les variations uniformes de température suivantes :

- en algérien du nord (climat tempère) :+35° ET -15° C
- pour le proche et moyen sud \* : +45° et -20° C
- pour l'extrême sud \*\* :+50° et -30°C

**Avec:** \* cette zone correspond aux zones D1 etD2.

\* \*cette zone correspond aux zones D3

Les (03) zones fient partir de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie donnée en annexe E. **(CM97) P07;**

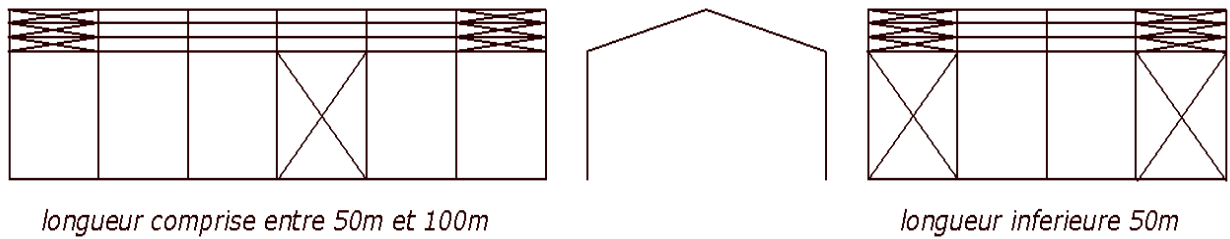
Notre willaya est dans le nord algérien (+35° et -15° C).

Les déformations linéaires à considérer, entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre +10°c et+25°c).

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevé de gradient thermique)

Pour le cas étudie, en compte l'effet de la température a cause de:

- la longueur est supérieure de 50m pour la quelle on doit tenir compte l'effet thermique ; comme il est illustré sur la figure.



**Figure III.21: disposition des contre ventementes**

### 3.4.5.LA CHARGE DUS AU SÉISME :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

#### a) Les chargements statiques :

- Poids propre de la structure.
- Les effets dus aux actions climatiques.

#### b) Les chargements dynamiques

- Les effets sismiques

Le détail de la charge sismique est présente dans le chapitre étude sismique.

## **4.ETUDE SISMIQUE**

### **4.1. INTRODUCTION :**

Le séisme est un phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une Partie de la surface de la terre provoquée par des processus de déformations et de ruptures à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité, son apparition brusque, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marquées la mémoire des générations.

Dans le but de limiter les endommagements causés aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elles résistent aux séismes. Pour cela, l'analyse de la structure est faite par le logiciel robot structure.

### **4.2. PRÉSENTATION DU LOGICIEL ROBOT :**

Le ROBOT Auto desk Structural Analysis Professionnel, est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes ou spatiale de type treillis, portique adapter aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules de dimensionnement, de vérification, d'assemblage, et de ferrailage suivant les différentes normes existantes.

### **4.3.ANALYSE DE LA STRUCTURE :**

#### **4.3.1.Type d'analyse:**

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

##### **4.3.1.1. Les chargements statiques :**

- Poids propre de la structure.
- Les effets dus aux actions climatiques.

##### **4.3.1.2. Les chargements dynamiques:**

- Les effets sismiques

### **4.4. MÉTHODES DE CALCUL:**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### **4.4.1. La méthode statique équivalente :**

Les codes parasismiques modernes autorisent à conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental de vibration dans deux **directions perpendiculaires successives**.

La forme de ces modes fondamentaux peut être soit spécifiée forfaitairement dans les codes, soit calculée de manière approchée.

La méthode statique équivalente permet d'avoir des résultats **conservatifs** (pour les efforts, Les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le **mode fondamental**.

On appelle **mode fondamental** de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

##### **4.4.1.1. Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### **4.4.1.2. Calcul de la force sismique totale :**

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la Zone IIa et un groupe d'usage 2

Nous trouverons :  $A = 0.15$

**D** : facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de

Correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) :

$$D = \begin{cases} 2,5.\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5.\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5.\eta (T_2/3)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (RPA99 \text{ p}38)$$

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par

(Le tableau 4.7 p46 RPA99)

$\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

$\xi$  : le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction de du matériau constructif, de type de structure et de l'importance de remplissage. Ses valeurs sont données par le tab4.2 p38.

Dans notre cas : portique en acier et remplissage léger,  $\xi=4\% \Rightarrow \eta=1,08$

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \quad \dots\dots 4. 4.2 \text{ p } 46 \text{ RPA99}$$

Avec :

**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N);  
(h=8,4m) .

**C<sub>T</sub>** : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, Donné par le tab4.6 (C<sub>T</sub>=0,085), portique auto stable en acier sans remplissage en Maçonnerie.

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0,085 \cdot 8,4^{3/4} = 0,42s$$

D'après le tableau 4.7 .p46 de RPA99 : **T<sub>2</sub> =0,4s**, donc :  $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\Rightarrow D = 2,5.\eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \cdot 1,08 \cdot (0,4/0,42)^{2/3} = 2,61$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4.3 p42 RPA99 :

L'ossature est contreventée par palées triangulées en X : (R=4).



**Q** : facteur de qualité, il est en fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments constituent

La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle de la construction,

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q \quad [\text{RPA 99, P41, équation 4.4}]$$

Avec :

**P<sub>q</sub>** : pénalité à retenir selon le critère q (satisfaite ou non)

**q** : critère de qualité.

Les critères de qualité à vérifier sont :

Critère (q)	P <sub>q</sub>	
	observe	non observe
Condition minimale sur les files de contreventement		0,05
La redondance en plan		0,05
La régularité en plan	0,0	
Régularité en élévation	0,0	
Contrôle de qualité des matériaux		0,05
Contrôle de qualité de l'exécution		0,1
Total (q) = 1,25		

**Tableau IV.1: valeurs des Pénalités**

**W** : est égal à la somme des poids W<sub>i</sub> calculs a chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n w_i, \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [\text{RPA 99, P42, équation 4.5}]$$

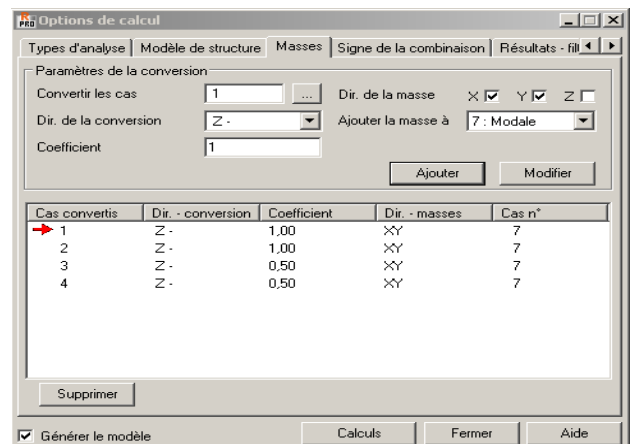
Avec :

**W<sub>Gi</sub>** : poids dû aux charges permanents et à celles des équipements fixes éventuels de la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : poids dû aux charges d'exploitation.

**β** : coefficient de pondération: (**β = 0,5**)

(RPA 99, P 41, tableau 4.5)



**Figure IV.1:L'application de la formule  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  Sur logiciel robot**

Les poids estimés des différents éléments de la structure sont présentés comme suit :

$$WG= 554,93+426,20=981,13KN$$

$$WQ=300+67,90=367,90KN$$

Et :  $W=\sum Wi$  , avec :  $Wi=WGi+\beta WQi$

$$\text{Donc : } W=981,13+0,5 \cdot 367,90=1165,08KN$$

**Force sismique totale V:**

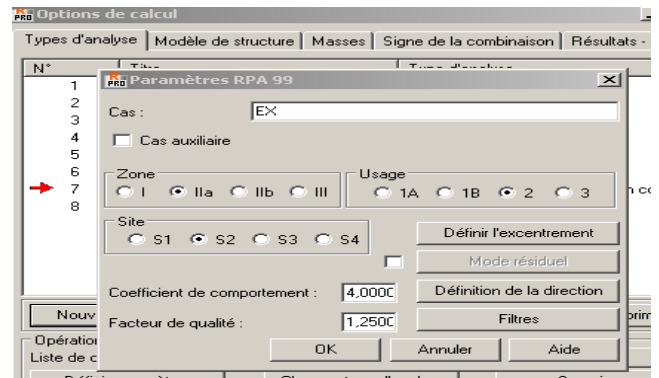
$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

$$A=0,15 ; D=2,61 ; Q=1,25 ; R_x=R_y=4 ; W= 1165,08KN$$

$$VX = Vy = \frac{0,15 \times 2,61 \times 1,25 \times 1165,088}{4} = 142,54KN$$

**Figure IV.2: le relève des coefficients et des choix sur logiciel robot**



**4.4.2. La méthode modale spectrale :**

**4.4.2. 1.Principe de la méthode spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le Maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques Représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite Combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**4.4.2. 2. calcul Spectre de repense :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul:

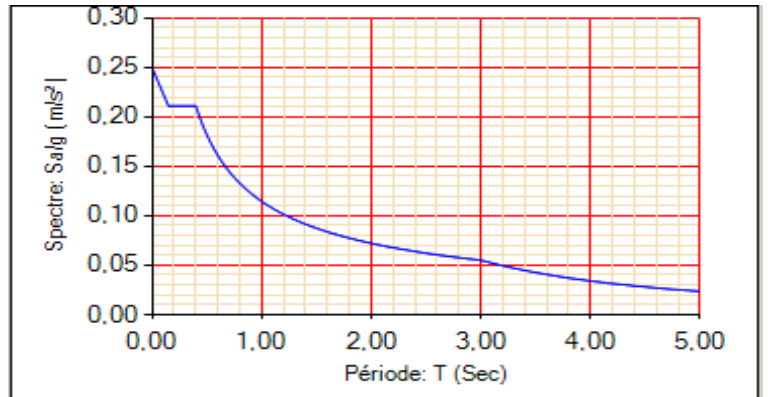
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \end{cases} \quad \text{RPA 99 P46 (4.13)}$$

$$2,5\eta(1,25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) \quad T \geq 3,0s$$

Avec :

Les coefficients A , η , R , T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>,Q (déjà déterminés) .

**Figure IV.3: relation entre spectre et période**



**4.4.2. 3.Les combinaisons de calcul :**

**Notation :**

G : Poids propre.

Q : Charge d’exploitation.

S : Action de la neige.

V : Action du vent.

E : Action sismique représentée par ses composantes horizontales.

Les combinaisons de calcul adoptées selon comme suite:

**4.4.2. 4.Combinaisons à l’état limite ultime:**

1,35 G+1, 5Q

1,35(G+Q+V+S)

**4.4.2. 5.Combinaisons à l’état limite service:**

G+Q

G+Q+V+S

**4.4.2. 6.Combinaisons accidentelle:**

G+Q+E

G+Q-E

0,8G +E

0,8G -E

G+Q+1,2E

G+Q-1,2E

**4.4.2. 7.Nombre de mode de vibration à considérer selon (DTR-2003):**

Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaite à cause De l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de mode (K) à retenir Doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$  et  $T_K \leq 0.2$  sec

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

**-Résultat de calcul**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
7/ 1	1,87	0,53	0,00	81,80	-1,#J	0,00	81,80	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 2	2,52	0,40	40,73	81,80	-1,#J	40,73	0,00	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 3	2,80	0,36	40,73	98,22	-1,#J	0,00	16,43	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 4	3,02	0,33	40,80	98,23	-1,#J	0,07	0,00	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 5	3,98	0,25	48,71	98,23	-1,#J	7,91	0,00	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 6	4,58	0,22	48,71	98,91	-1,#J	0,00	0,68	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 7	5,32	0,19	48,82	98,91	-1,#J	0,12	0,00	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 8	5,69	0,18	49,06	98,91	-1,#J	0,24	0,00	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 9	6,42	0,16	51,06	98,91	-1,#J	2,00	0,00	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 10	7,28	0,14	73,28	98,92	-1,#J	22,21	0,00	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 11	7,98	0,13	73,30	99,11	-1,#J	0,02	0,20	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 12	9,71	0,10	75,34	99,12	-1,#J	2,04	0,00	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 13	10,60	0,09	77,95	99,12	-1,#J	2,61	0,00	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 14	11,11	0,09	82,44	99,17	-1,#J	4,49	0,06	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 15	11,42	0,09	84,88	99,43	-1,#J	2,44	0,26	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 16	11,92	0,08	84,90	99,87	-1,#J	0,02	0,43	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 17	12,93	0,08	94,78	99,87	-1,#J	9,88	0,01	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0
7/ 18	15,98	0,06	94,78	99,87	-1,#J	0,00	0,00	-1,#J	95787,58	93826,63	0,0

**Tableau IV.2 : Pourcentage de la participation massique**

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90% suivant les deux directions,

Donc les 18 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

La période:  $T=0,53s \leq 1.3 T= 1,3(C_T \cdot h_N^{3/4})=1,3(0,085 \cdot 8,4^{3/4})=0,55s$

(RPA 4.2.4.4)

c'est vérifier

#### 4.4.2. 8. Les réponses modales de la structure :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

-Translation suivant X-X:

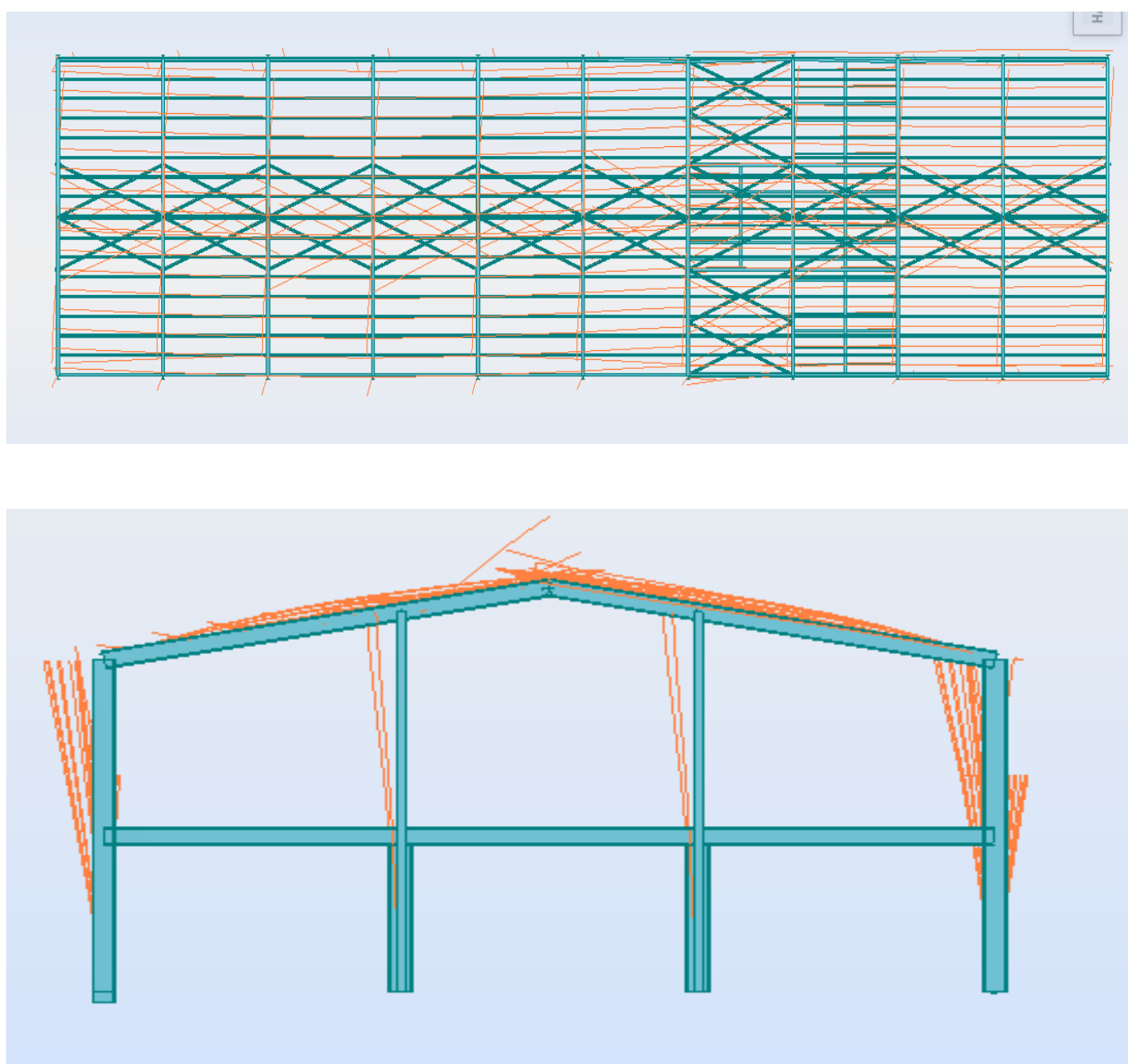
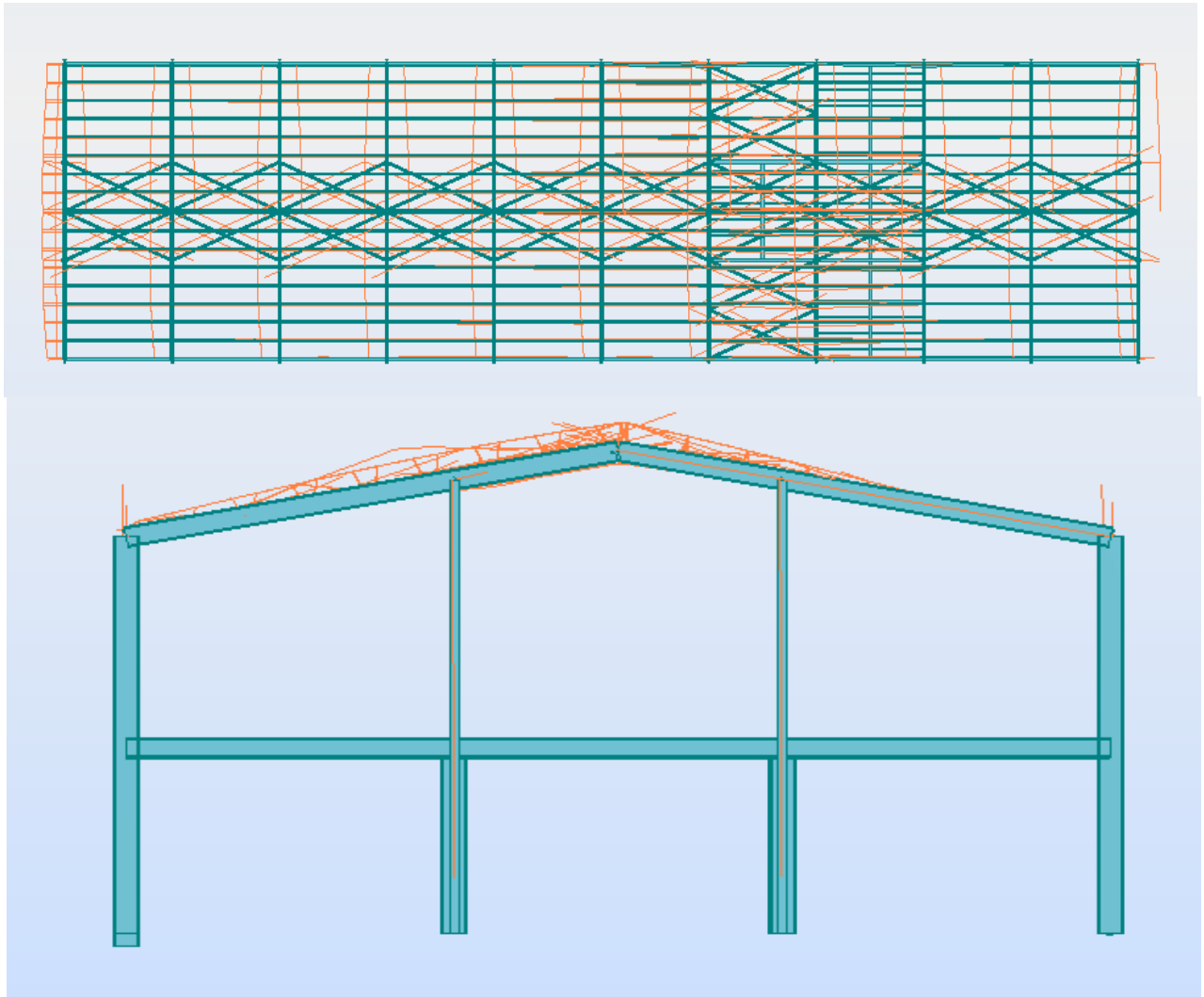


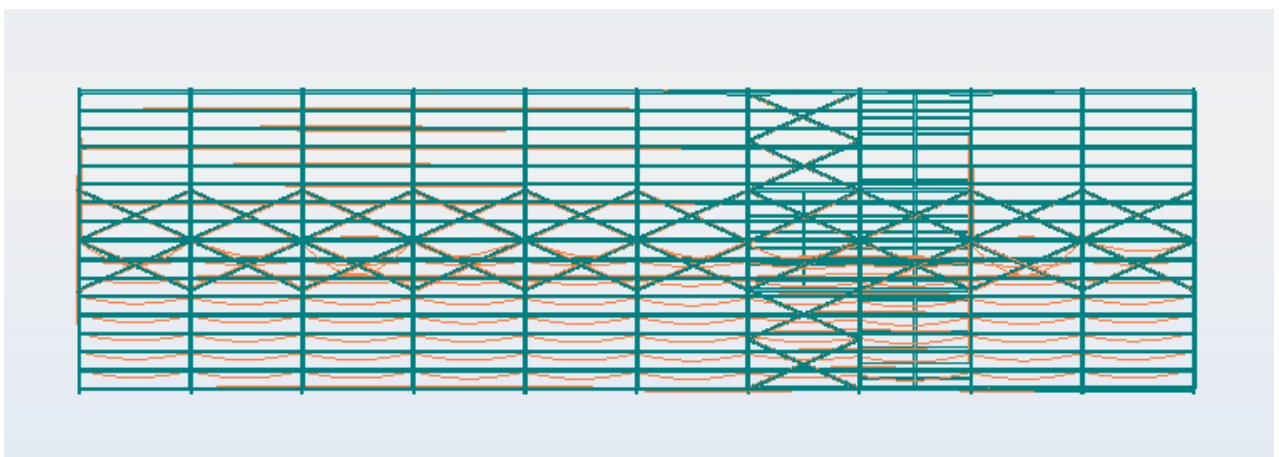
Figure IV.4: Translation suivant x-x:

-Translation suivant Y-Y:



**Figure IV.5: Translation suivant y-y**

-Rotation autour de l'axe Z-Z :



**Figure IV.6.a: Rotation autour de l'axe z-z**

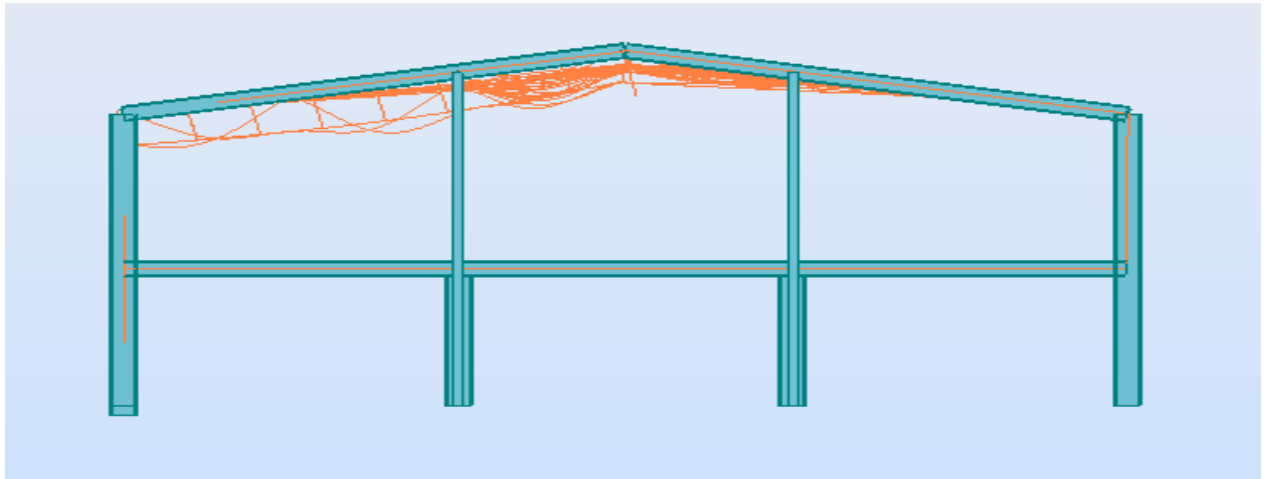


Figure IV.6.b: Rotation autour de l'axe z-z

4.4.2. 9.l'excentricité (e):

$e = 0,05L$

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1 2A38P12 5A1		15,00	60,00	0,75	3,00
2	Etage 2	1 2A50P4 5 11A		15,00	60,00	0,75	3,00

Tableau IV.3 : valeur d'excentricité

4.4.2. 10.Régularité en plan:

a chaque niveau et pour chaque direction de calcul , la distance entre le centre de gravite des et le centre des rigidités ne dépasse pas 15%

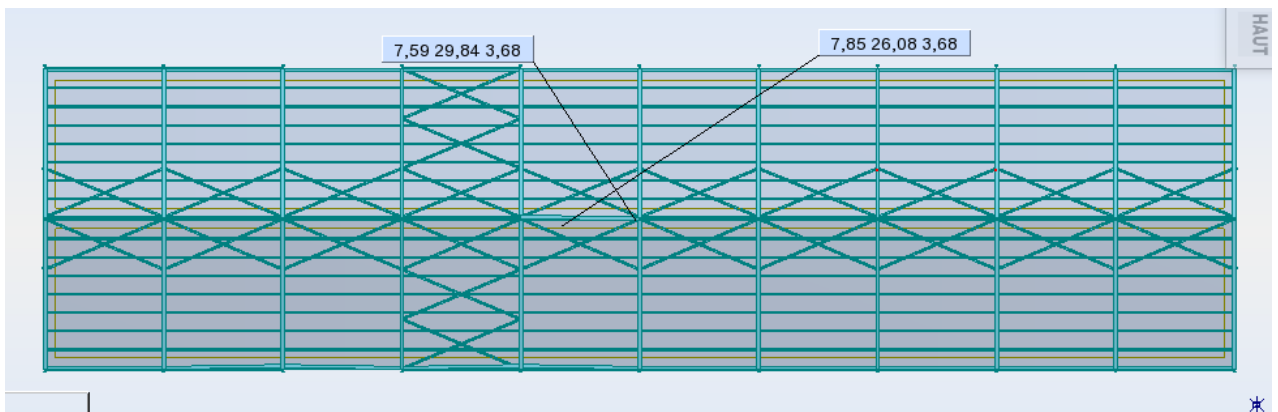


Figure IV.7: centre de messe et de rotation

-coordonner du centre de masse (7,59 . 29,84 . 3,68) m

-coordonner du centre de rigidité (7,85 . 26,08 . 3,68) m

c'est vérifier

**4.4.2. 11. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article 4.3.6 du (RPS), la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par Combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Etages							
	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex2 [m]	ey2 [m]
Cas 26 pp	65584,07	7,79 27,53 5,59	20424781,91	2307380,80	21934280,97	0,10	0,10
Cas 2 G	65584,07	7,79 27,53 5,59	20424781,91	2307380,80	21934280,97	0,0	0,0
Cas 3 Qs	65584,07	7,79 27,53 5,59	20424781,91	2307380,80	21934280,97	0,0	0,0
Cas 4 Qi	65584,07	7,79 27,53 5,59	20424781,91	2307380,80	21934280,97	0,0	0,0
Cas 5 V	65584,07	7,79 27,53 5,59	20424781,91	2307380,80	21934280,97	0,0	0,0
Cas 6 N	65584,07	7,79 27,53 5,59	20424781,91	2307380,80	21934280,97	0,0	0,0
Cas 7 Modale	93827,10	7,50 19,88 0,0	11223176,31	1577076,05	12800252,36	0,10	0,10

**Tableau IV.4 : résultat des forces**

$938,27\text{KN} \geq 0,8(1165,08)=932,06 \text{ KN}$  c'est vérifier

**4.4.2. 12. Vérification des déplacements :**

**a) Cas : situation durable :**

Déplacement horizontal :

$h/150$  ; sans charge du vent

$h/125$  ; avec charge du vent (CM97 .4.2.2)

$h$  : hauteur du poteau.

Etages										
Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
8/ 1	0,5	0,1	0,5	0,1	0,00	0,00	2,4	0,2	0,0	0,0
26/ 1	-0,0	-0,0	-0,0	-0,0	-0,00	-0,00	0,2	0,1	-0,1	-0,0

**Tableau IV.5 : valeurs de déplacement**

$690/150=4,6\text{cm} \geq 0,2\text{cm}$

$690/125=5,52\text{cm} \geq 2,4\text{cm}$  c'est vérifier

On constate que les déplacements suivant les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles, donc les déplacements sont vérifiés.

**b) Cas : situation accidentelle :**

Le RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $k$  de la structure est calculé comme

suite : 
$$\delta_k = R . \delta_{ek}$$



$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=4

Déplacement admissible:

$$840.0,01=8,4\text{cm}$$

Déplacement dus à la force sismique :

$$4.1, 8=7,2\text{cm}$$

$$\Rightarrow 7,2\text{cm} \leq 8,4\text{cm}$$

c'est vérifier

**Conclusion :**

Tous les conditions sont vérifiées on constate que notre construction est en sécurité.

**5.CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURELS:**

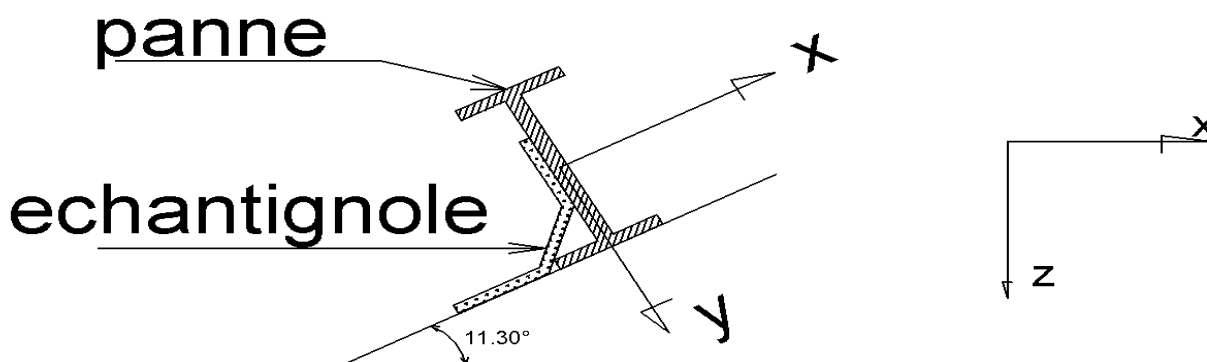
**5.1 .LES PANNES :**

**5.1.1.DÉFINITION:**

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

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

Dans notre structure nous utiliserons des IPE comme il est présenté sur la figure suivante.



**Figure V.1: Disposition de la panne et l'accessoire échantignole**

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée **L=6m**, inclinée.

D’un angle  $\alpha = 11,30^\circ$  et dans l’entraxe « e » égale à **0,95 m**.

**5.1.2. DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS:**

**5.1.2.1. Évaluation des charges et surcharges**

a) les charges permanentes (g) :

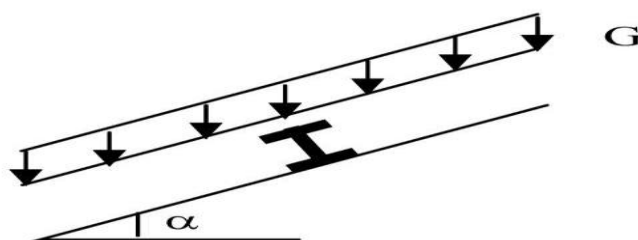
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....12,9kg/m<sup>2</sup>.
- Poids propre d’accessoire d’attache.....1.5kg/m<sup>2</sup>.
- Poids propre Faut plafond .....3,0kg/m<sup>2</sup>.
- Poids propre de la panne estimé(IPE160).....15,8kg/m.

**G = (Pcouverture + Paccessoire+fp).e + Ppanne**

e : espacement entre les pannes (e= 0, 95m)

$G = (12,9 + 1.5+3) \times 0,95+ 15,8 = 32,33 \text{ kg /m}$

**G = 0.323kn /m.**

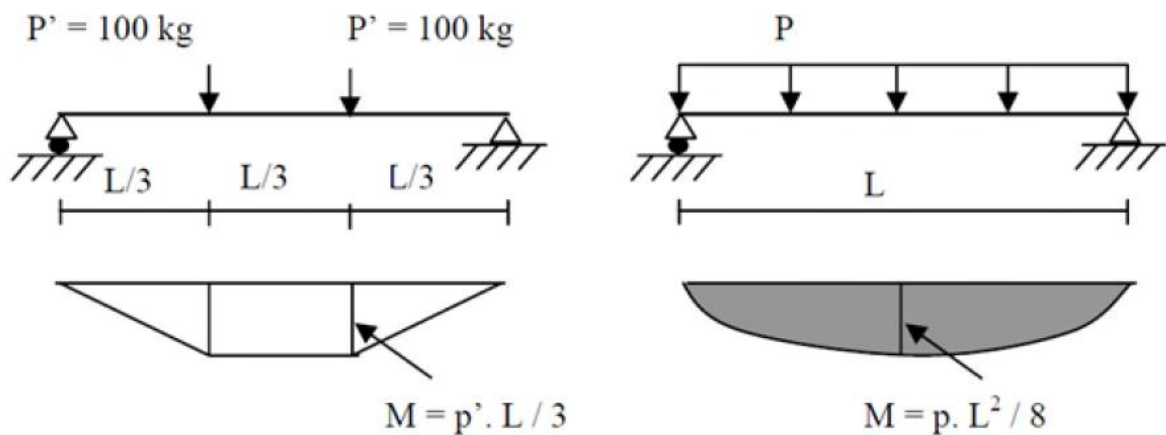


**Figure V.2: Schéma statique de la charge**

## b) Surcharges d'entretien (P) :

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

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les Surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie Équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées. La charge uniformément répartie (P<sub>eq</sub>) due à la surcharge d'entretien est obtenue en Égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).



**Figure V.3: Schéma statique de la poutre équivalente**

$$M_{\max} = pL/3$$

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m}$$

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les Surcharges (charges d'exploitation), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelles (P<sub>eq</sub>).

$$M_{\max} = P'L/3 = PL^2/8$$

$$P = 8 \times P' / 3 \times L = 8 \times P' / 3 \times L = 8 \times 100 / 2 \times 6 = 44,44 \text{ kg/ml}$$

$$P_{eq} = 0,444 \text{ KN/ml}$$

## c) Surcharges climatiques :

## ➤ Surcharge du vent (W) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent de dépression défavorable

$$w = -1594,30 \text{ N/m}^2$$

D'où :

$$W = (-1,594 \times 0,95) = -1,514 \text{ kn/ml}$$

Surcharge de la neige : La charge de la neige

Maximale (par projection horizontale) est

$$S = 0,336 \text{ kn/m}^2$$

D'où :

$$l_h = l \cdot \cos \alpha = 0,95 \cdot 0,980 = 0,931$$

$$S = (0,336 \times 0,931) = 0,313 \text{ kn/ml}$$

### 5.1.2.2. Les charges et surcharges appliquées :

$$G = 0,323 \text{ kn/m.}$$

$$W \uparrow = -1,514 \text{ kn/ml.}$$

$$W \downarrow = 0$$

$$S = 0,313 \text{ kn/ml.}$$

$$Q = 0,444 \text{ kn/ml}$$

### 5.1.2.3. Les combinaisons d'actions:

#### 5.1.2.3.1. ELU : valeur de la charge q

**Action vers le bas : G, Q, W↓, S**

$$\text{Comb 1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{Comb 2} = 1,35G + 1,5S$$

$$\text{Comb 3} = 1,35G + 1,5W \downarrow$$

$$\text{Comb 4} = 1,35G + 1,35S + 1,35W \downarrow$$

**Action vers le haut: W↑**

$$\text{Comb 5} = G + 1,5W \uparrow$$

#### 5.1.2.3.2. Décomposition des charges :

$$\alpha = 11,3^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,980 \quad ; \quad \sin \alpha = 0,195$$

✓ **Suivant l'axe Z-Z :**

$$G_z = G \cos \alpha = 0,313 \text{ kn/m.}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0,435 \text{ kn/m.}$$

$$W_z = W \uparrow = -1,514 \text{ kn/m.}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0,307 \text{ kn/m.}$$

✓ **Suivant l'axe X-X :**

$$G_x = G \sin \alpha = 0,062 \text{ kn/m.}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 0,086 \text{ kn/m.}$$

$$W_x = 0 \text{ kn/m.}$$

$$S_x = S \sin \alpha = 0,061 \text{ kn/m}$$

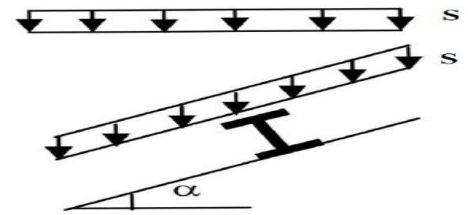


Figure V.4: Schéma statique de la charge de neige S sur la panne

✓ **Valeur de la charge (q) Suivant l'axe z-z**

$$\text{Comb 1} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1,075 \text{ kn/ml.}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 0,883 \text{ kn/ml.}$$

$$\text{Comb 3} = 1,35G_z + 1.5W_{\downarrow z} = 0,422 \text{ kn/ml.}$$

$$\text{Comb 4} = 1,35G_z + 1,35S_z + 1.35W_{\downarrow z} = 0,837 \text{ kn/ml.}$$

$$\text{Comb 5} = G_z + 1,5W_{\uparrow z} = -1,958 \text{ kn/ml.}$$

✓ **Valeur de la charge (q) Suivant l'axe x-x**

$$\text{Comb 1} = 1.35G_x + 1,5Q_x = 0,212 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_x + 1,5S_x = 0,175 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1,35G_x + 1,5W_{\downarrow x} = 0,083 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Comb 4} = 1,35G_x + 1,35W_{\downarrow x} + 1,35S_x = 0,166 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Comb 5} = G_x + 1,5W_{\uparrow x} = 0,062 \text{ kn/ml}$$

Selon les deux axes x et z, La charges maximales à l'ELU est :

$$q_z = -1,958 \text{ kn/ml.}$$

$$q_x = 0,212 \text{ kn/ml.}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{1,958 \cdot 6^2}{8} = 8,810 \text{ kn.m}$$

$$M_{x.sd} = \frac{q_x \cdot L^2}{8} = \frac{0,212 \cdot 6^2}{8} = 0,954 \text{ kn.m}$$

**5.1.2.3. 2.ELS: valeur de la charge q**

$$\text{Comb 1} = G+Q \quad \underline{\text{l'axe z-z}} = 0,748 \text{ kn/m.} \quad \underline{\text{l'axe x-x}} = 0,148 \text{ kn/m.}$$

$$\text{Comb 2} = G+S \quad = 0,620 \text{ kn/m.} \quad = 0,123 \text{ kn/m.}$$

$$\text{Comb 3} = G+W_{\downarrow} \quad = 0,313 \text{ kn/m.} \quad = 0,062 \text{ kn/m.}$$

$$\text{Comb 4} = G+W_{\downarrow}+S \quad = 0,620 \text{ kn/m.} \quad = 0,123 \text{ kn/m.}$$

$$\text{Comb 5} = G+W_{\uparrow} \quad = -1.201 \text{ kn/m.} \quad = 0,062 \text{ kn/m.}$$

Selon les deux axes x et z, La charges maximales à l'ELS est :

$$q_z = -1,201 \text{ kn/ml.}$$

$$q_x = 0,148 \text{ kn/ml.}$$

**5.1.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT:**

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

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

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

### 5.1.4.vérification à l'els (flèche):

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :

$$F \leq F_{adm} \quad \Rightarrow \quad f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq \frac{L}{200}$$

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

- Profile IPE 160 :  $I_x=869\text{cm}^4$ ;  $I_y=68,3\text{cm}^4$

$$f_y = \frac{5 \cdot q_{sy} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq \frac{L}{200} \quad ; \quad \frac{5 \cdot 1,201 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 869,3} \leq \frac{600}{200}$$

1,11cm ≤ 3cm      C'est vérifiée

Pour (axe x-x) :

$$f_x = \frac{5 \cdot q_{sx} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{200} \quad ; \quad \frac{5 \cdot 0,148 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 68,28} \leq \frac{600}{200}$$

1,74cm ≤ 3cm      c'est vérifiée

### 5.1.5.vérifications à la sécurité:

#### Condition de la résistance (ELU):

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

#### 5.1.5.1.Vérification à la flexion déviée : calcul en plasticité (section de classe 1 et 2):

$$\left[ \frac{M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta \leq 1,0$$

Ou  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constants qui placent en secrète si elles sont prises égale a l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Section en I et H :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$  ,  $n = N_{Sd} / N_{pl.Rd} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

Pour un profile **IPE160**.

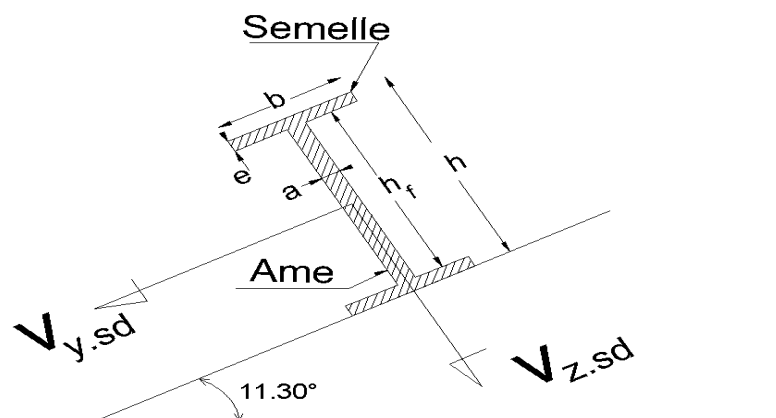


Figure V.5: détail de la panne

#### 5.1.5.2.Classe de section :

Classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2t_f} \leq 10\varepsilon \quad ; \quad t_f = e$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{82/2}{7,4} = 5,54 \leq 10\varepsilon = 10 \Rightarrow \text{classe 1}$$

Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad ; \quad d = hf \quad ; \quad t_w = a$$

$$\frac{145,2}{5} = 29,04 \leq 72 \Rightarrow \text{classe 1}$$

⇒ La section est de classe 1

Caractéristique géométriques de IPE160

$$W_{el,y} = 109 \text{cm}^3 \quad ; \quad W_{el,z} = 16,7 \text{cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 124 \text{cm}^3 \quad ; \quad W_{pl,z} = 26,1 \text{cm}^3$$

$$M_{ply.Rd} = \left[ \frac{W_{PL,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right] = \left[ \frac{124 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} \right] = 2649,09 \text{kg.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \left[ \frac{W_{PL,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right] = \left[ \frac{26,1 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} \right] = 557,59 \text{kg.m}$$

Dans notre cas l'effort normale  $N_{sd}=0 \Rightarrow \beta = 1$

$$\left[ \frac{M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^{\beta} = \left[ \frac{881,1}{2649,09} \right]^2 + \left[ \frac{95,4}{557,59} \right]^1 = 0,28 \leq 1,0 \dots \dots \text{vérifiée}$$

**5.1.5.3. Vérification au cisaillement:** Vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes:

$$V_{z.Sd} \leq V_{PLz.Rd}$$

$$V_{y.Sd} \leq V_{PLy.Rd}$$

$$V_{PLz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{PLy.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vz} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \quad ; \quad A_{vy} = 2 \cdot b \cdot t_f$$

profile	A (mm <sup>2</sup> )	b (mm)	r (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
IPE160	20,1	82	9	7,4	5

Tableau V.1: caractéristique de profile 160

$$\Rightarrow A_{vz} = 10,23 \text{cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = 12,13 \text{cm}^2$$

$$V_{z.Sd} = \frac{q_{zu.Sd} \cdot L}{2} = \frac{195,8 \cdot 6}{2} = 587,4 \text{ kg}$$

$$V_{y.Sd} = \frac{q_{yu.Sd} \cdot L}{2} = \frac{21,2 \cdot 6}{2} = 63,6 \text{ kg}$$

$$V_{PLz.Rd} = \frac{10,23 \cdot (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 12618 \text{ kg}$$

$$V_{PLy.Rd} = \frac{12,13 \cdot (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 14961,5 \text{ kg}$$

✓  $V_{z.Sd} = 587,4 \text{ kg} \leq V_{PLz.Rd} = 12618 \text{ kg}$  ..... c'est verifiée

✓  $V_{y.Sd} = 63,6 \text{ kg} \leq V_{PLy.Rd} = 14961,5 \text{ kg}$  ... c'est verifiée

**5.1.5.4. Vérification au déversement:**

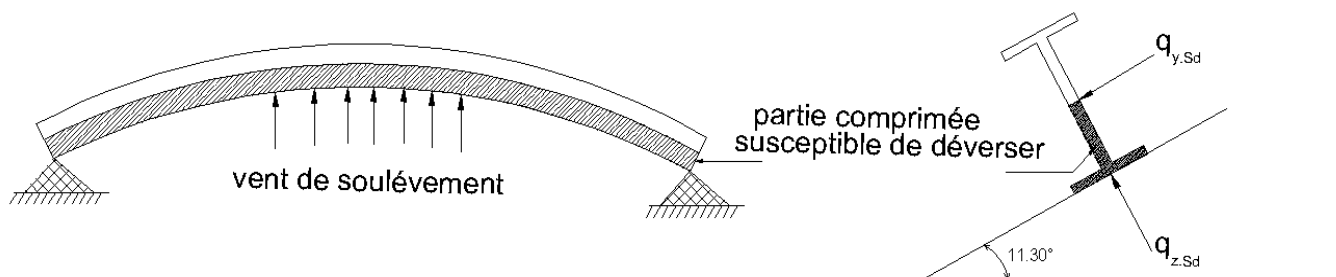
Le déversement est le flambement latéral + rotation de la section transversale.

Semelle supérieure:

Semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risqué de déversement.

Semelle inférieure:

Semelle inférieure qui est comprimée sous l'action vent de soulèvement reste susceptible de déverser. Du moment quelle est libre tout au long de sa portée.



**Figure V.6: L'effet de soulèvement sur la panne**

Calcul du moment ultime:

$$M_{y.Sd} = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{1,958 \cdot 6^2}{8} = 8,810 \text{ kn.m}$$

$$M_{z.Sd} = \frac{q_y \cdot L^2}{8} = \frac{0,212 \cdot 6^2}{8} = 0,954 \text{ kn.m}$$



$$M_{ply.Rd} = \left[ \frac{W_{PL.y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right] = \left[ \frac{29,04 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} \right] = 2649,09 \text{ kg. m}$$

$$M_{plz.Rd} = \left[ \frac{W_{PL.z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right] = \left[ \frac{26,1 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} \right] = 557,59 \text{ kg. m}$$

La vérification au déversement est comme suite:

$$\frac{M_{y.Sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1,0$$

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

$$M_{b.Rd} = X_{LT} \cdot \beta_W \cdot \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = X_{LT} \cdot M_{ply.Rd}$$

$\beta_W = 1$  pour les sections de classe 1 et 2.

l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  est déterminé par la formule suivant:

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

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad ; \quad f_y \text{ est en } N/mm^2$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9$$

Pour une poutre constante et doublement symétrique (profils lamines I.;H) la formule

l'élancement  $\lambda_{LT}$  vaut:

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L/i_z}{h/e_s} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$IPE160 : i_z = 1,84 \text{ cm} \quad ; \quad h = 16 \text{ cm} \quad ; \quad e_s = 0,74 \text{ cm} \quad , \quad L = 600 \text{ cm}$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7 \quad ; \quad \psi = Ma/M$$

Ma, M : moment en appuis et en travée

$$\Rightarrow \psi = 0 \text{ par suit } C_1 = 1,88$$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/1,84}{1,88^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{600/1,84}{16/0,74} \right]^2 \right]^{0,25}} = 94,84$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_W]^{0,5} = \frac{94,84}{93,9} = 1,01 \quad ; \quad \alpha = 0,21$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,01 - 0,2) + 1,01^2] = 1,09$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[ \varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{1,09 + [1,09^2 - 1,01^2]^{0,5}} = 0,66$$

$$\Rightarrow M_{b.Rd} = X_{LT} \cdot M_{ply.Rd} = 0,66 \times 2649,09 = 1748,39 \text{ kg. m}$$

$$\frac{M_{y.Sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1,0 \Rightarrow \frac{881}{1748,39} + \frac{95,4}{557,59} = 0,67 \leq 1,0 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **conclusion** : le profile choisi IPE160 convient pour les pannes.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
97 PANNES_97	OK IPE 160	ACIER	18.24	65.08	0.01	5 V
98 PANNES_98	OK IPE 160	ACIER	18.24	65.08	0.05	5 V
99 PANNES_99	OK IPE 160	ACIER	18.24	65.08	0.04	5 V
100 PANNES_100	OK IPE 160	ACIER	18.24	65.08	0.00	5 V

**Tableau V.2: profile IPE160 pour pannes**

**5.1.6. Calcul de l'échantignolle** : L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les panneaux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

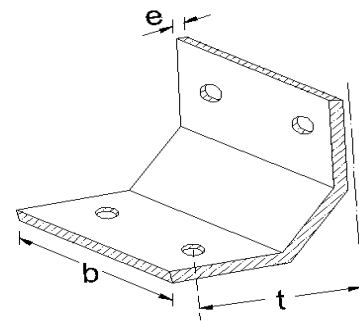
$$2 ( b / 2 ) \leq t \leq 3 ( b / 2 )$$

Pour un **IPE160** : b=8,2c m ; h=160cm

$$2 ( 8,2 / 2 ) \leq t \leq 3 ( 8,2 / 2 )$$

$$8,2cm \leq t \leq 12,3c m$$

en prend t=11cm



**échantignolle**

**5.1.6.1. Calcul des charges revenant a l'échantignolle:**

**Figure V.7: detail de L'échantignolle**

L'effort de soulèvement :

$$Q_{z.sd} = -1,958 \text{ kn/ml.}$$

L'effort suivant rampant :

$$Q_{y.sd} = 0,212 \text{ kn/ml.}$$

L'échantignolle de rive:

$$R_z = Q_{z.sd} \cdot L / 2 = 1,958 \cdot 3 = 5,874 \text{ kn}$$

$$R_y = Q_{y.sd} \cdot L / 2 = 0,212 \cdot 3 = 0,636 \text{ kn}$$

L'échantignolle intermédiaire:

$$R_z = (Q_{z.sd} \cdot L / 2) \cdot 2 = 1,958 \cdot 6 = 11,748 \text{ kn}$$

$$R_y = (Q_{y.sd} \cdot L / 2) \cdot 2 = 0,212 \cdot 6 = 1,272 \text{ kn}$$

Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_z \cdot t + R_y \cdot h / 2 = 11,748 \times 11 + 1,272 \times 8 = 139,404 \text{ kn.cm}$$

Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

Flexion simple

généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid; la classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_{Sd} \leq M_{el.Rd}$$

$$M_{el.Rd} = \frac{w_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ moment de résistance élastique de la section brute.}$$

$$M_{Sd} = M_R \leq \frac{w_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow w_{el} = \frac{\gamma_{M0} \cdot M_R}{f_y} = \frac{1,1 \cdot 13940,4}{2350} = 6,52 \text{ cm}^3$$

$$w_{el} = \frac{b \cdot e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{b \cdot w_{el}}{6}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 6,52}{15}} = 1,61 \text{ cm} \quad ; \text{ en prend } e = 16,5 \text{ mm}$$

b=15cm selon la largeur du profile porteur .

## 5.2. ESCALIER (Vole)

### 5.2.1.DÉFINITION :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier de un seul volée ; il est constitué d'un nombre de marches et de contres marches et aussi un garde corps le tout est fixer sur deus poutres inclinée(limon).

L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certain facteur, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggraver sans fatigue.

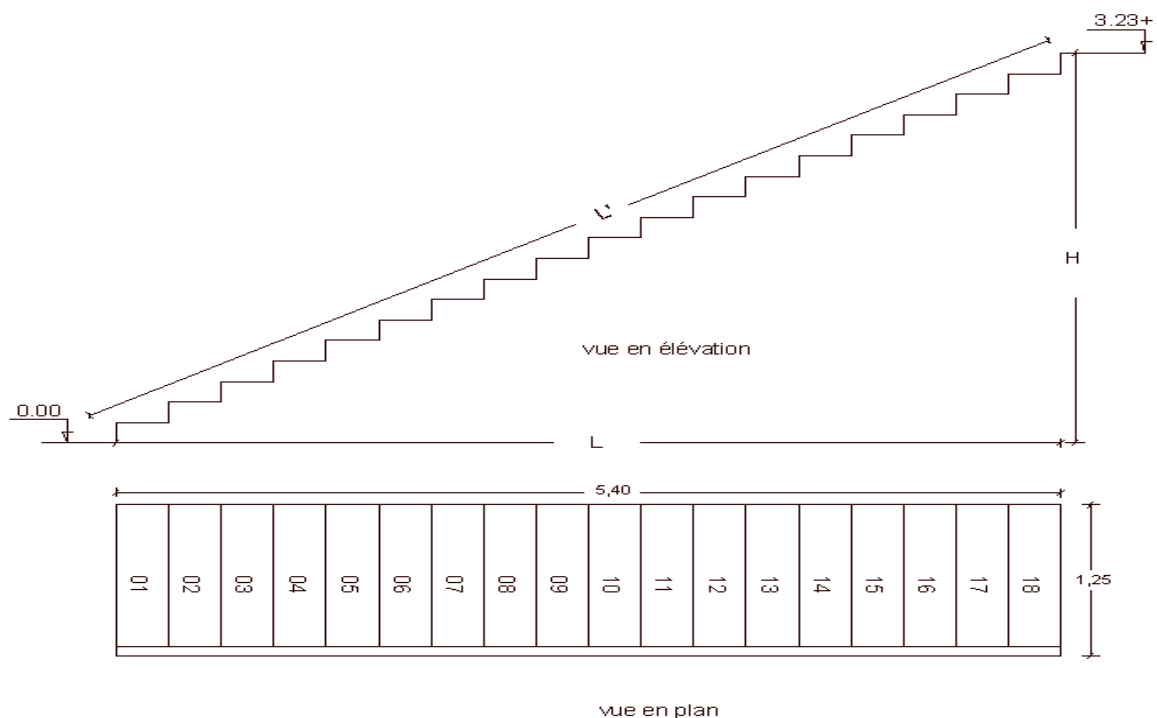


Figure V.8: vue en plan et élévation de l'escalier(vole)

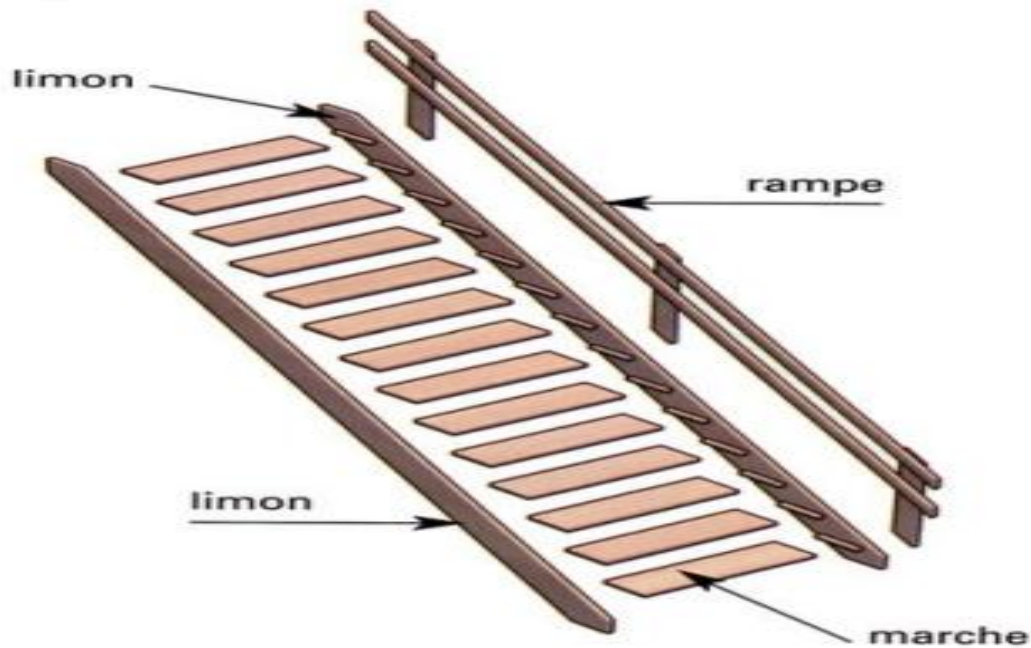


Figure V.9: détail de l'escalier (vole)

### 5.2.2. EVALUATION DES CHRGES :

Élément		Épaisseur (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (KN / m)
1	Poutre (UAP200)	-	32	78,5	0,251
2	Cornière a aile égale (90x6)	-	10,6	78,5	0,083
3	Garde corps en tube rectangle	-	-	-	0,19
4	Tôle striée	-	-	-	0.45
<b>Total</b>					<b>G = 0,974KN / m</b>

tableau.3: évaluation des charges de l'escalier

- ✓ charge horizontale sur Garde corps est: 0,6 kn/m (DTR.ch .P27)
- ✓ La charge d'exploitation est : 2 kn/m<sup>2</sup>

### 5.2.3.PREDIMENSIONNEMENT :

#### 5.2.3.1.Nombre de marches et contres marches :

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59\text{cm} \leq (g+2h) \leq 66\text{cm}$$

h= 14 à 20cm hauteur de marche (contre marche)

g= 26 à 32cm largeur de marche (marche)

he = 3,23m hauteur de l'étage(H)

14,5 ≤ h ≤ 18cm → on prend h= 17cm on obtient 19 marches par volée.

n=19 contre marches ⇒ n'=n-1 ; n'= 19-1 → n'=18 marches.

- ✓ **Inclinaison de volée :**

$$\tan \alpha = H/L = 3,23/5,4 = 0,598 \Rightarrow \alpha = 30,88^\circ$$

✓ **Longueur de volée :**

$$\sin \alpha = H/L' \Rightarrow L' = H / \sin \alpha = 6,29 \text{ m}$$

✓ **Calculs des marches :**

Chaque marche est constituée d'une tôle striée et de deux cornières.

✓ **Condition de flèche :**

$$ELS: q_s = G + Q \text{ pour une surface } s = (0,15 \times 1,25) \text{ m}^2$$

$$q_s = 0,083 + 0,15 \cdot (0,45 + 2) = 0,45 \text{ kn/m}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq \frac{L}{250}$$

$$\Rightarrow I_x \geq \frac{5 \cdot q_s \cdot 250 \cdot L^3}{384 \cdot E} = 1,36 \text{ cm}^4 \text{ on prend le cornier } 40 \times 3 \text{ et } I_x = 3,45 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f = \frac{5 \cdot 0,45 \cdot 125^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 21 \cdot 10^3 \cdot 3,45} = 0,19 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = 0,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

cornier	Section (cm <sup>2</sup> )	Masse (kg/m)	I <sub>x</sub> =I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
<b>40x40x3</b>	2,45	1,84	3,45

Tableau V.4: caractéristique de cornier 40x40x3

### 5.2.3.2. Calculs de la poutre limon :

$$\alpha = 30,88^\circ ; \sin \alpha = 0,513 ; \cos \alpha = 0,858$$

#### 5.2.3.2.1. combinaison des charges E.L.S:

✓ **Suivant l'axe x-x :**

$$q_{ser} = q(G+Q1) \cdot \sin \alpha + Q2 \cdot \cos \alpha = ((1,84 + 25,1 + 45 + 19) + 200 \cdot 0,625) \cdot 0,513 + 60 \cdot 0,858$$

$$q_{ser} = 162,25 \text{ kg/m}$$

✓ **Suivant l'axe z-z :**

$$q_{ser} = (G+Q1) \cdot \cos \alpha + Q2 \cdot \sin \alpha = ((1,84 + 25,1 + 45 + 19) + 200 \cdot 0,625) \cdot 0,858 + 60 \cdot 0,513$$

$$q_{ser} = 216,05 \text{ kg/m}$$

#### 5.2.3.2.2. combinaison des charges E.L.U :

✓ **Suivant l'axe x-x :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q1) \cdot \sin \alpha + 1,5Q2 \cdot \cos \alpha$$

$$q_u = (1,35(1,84 + 25,1 + 45 + 19) + 1,5 \cdot 200 \cdot 0,625) \cdot 0,513 + 1,5 \cdot 60 \cdot 0,858 = 236,38 \text{ kg/m}$$

✓ **Suivant l'axe z-z :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q1) \cdot \cos \alpha + q_{gc} \cdot \sin \alpha$$

$$q_u = (1,35(1,84 + 25,1 + 45 + 19) + 1,5 \cdot 200 \cdot 0,625) \cdot 0,858 + 1,5 \cdot 60 \cdot 0,513 = 312,38 \text{ kg/m}$$

COM axe	E.LU (kg/m) 1,35G + 1,5Q	E.L.S(kg/m) G + Q
<b>l'axe x-x</b>	236,38	162,25
<b>l'axe z-z</b>	312,38	216,05

Tableau V.5: valeurs de la charge (q<sub>u</sub>)

### 5.2.4.VÉRIFICATION À L'ELS (FLÈCHE):

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :  $F \leq F_{adm} \Rightarrow f = \frac{5.qsz \cdot L^4}{384.E.Ix} \leq \frac{L}{200}$

profile UAP 200 :  $I_x=1946\text{cm}^4$  ;  $I_y=169,7\text{cm}^4$  ;  $L=629\text{cm}$

$$f = \frac{5.216,05 \cdot 629^4 \cdot 10^{-4}}{384.21.10^3 \cdot 1946} = 1,07\text{cm} \leq \frac{629}{200} = 3,14\text{cm} \Rightarrow \text{c'est Vérifiée}$$

### 5.2.5.VÉRIFICATION DE LA SECTION A LA RÉSISTANCE :

$$M_{y.Sd} \leq M_{c.Rd}$$

$M_{c.Rd}$  est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

### 5.2.6.INCIDENCE DE L'EFFORT TRANCHANT :

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

$$Q_{zu.sd}=312,38\text{kg/m}$$

$$V_{z.Sd} = \frac{Q_{zu.Sd} \cdot L}{2} = \frac{312,38 \cdot 6,29}{2} = 1010,74 \text{ kg}$$

$$A_{vz} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

Caractéristiques géométriques UAP200

$$h=20\text{cm} ; b=7,5\text{cm} ; t_w=0,8\text{cm} ; t_f=1,15\text{cm} ; d=15,4 \text{ cm} ; r=1,15\text{cm} ; A =31,98\text{cm}^2$$

$$w_{el.y}=194,59\text{cm}^3 ; w_{el.z}=32,13\text{cm}^3$$

$$w_{pl.y}=230,12\text{cm}^3 ; w_{pl.z} = 58,49\text{cm}^3$$

$$A_{vz} = 18,2\text{cm}^2$$

$$V_{PLz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{18,20 \cdot (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 22448,42\text{kg}$$

$$\frac{V_{z.Sd}}{V_{PLz.Rd}} = \frac{1010,74}{22448,42} = 0,045 \leq 0,5$$

$\Rightarrow$  L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

### 5.2.7.INCIDENCE DE L'EFFORT NORMALE:

Si :  $N_{sd} \leq \text{MIN} (0,25N_{PL,Rd} , 0,5A_w f_y/\gamma_{M0} ) \Rightarrow$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normale.

$$N_{sd}=236,38\text{kg}$$

$$N_{PL.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{31,98 \cdot 2350}{1,1} = 68320,90\text{kg}$$

$$0,25N_{pl.Rd}=0,25 \times 68320,90=17080,22\text{kg}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 31,98 - 2 \cdot 7,5 \cdot 1,15=14,73\text{cm}^2$$

$$0,5A_w f_y/\gamma_{M0}=0,5 \times 14,73 \times 2350/1,1=15734,32\text{kg}$$

$$\Rightarrow 236,38\text{kg} \leq 15734,32\text{kg}$$

⇒ L'incidence de l'effort normale sur le moment résistant peut être négligée

### 5.2.8. CLASSE DE LA SECTION:

- classe de la semelle :(semelle comprimée)

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

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{7,5/2}{1,15} = 3,26 \leq 10\varepsilon = 10 \Rightarrow \text{classe 1}$$

Classe de l'âme (ame comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

$$\frac{15,4}{0,8} = 19,25 \leq 33 \Rightarrow \text{classe 1}$$

⇒ la section est de Classe 1

✓ **conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **UAP200** pour la poutre limon de l'escalier.

### 5.3.POTELET:

#### 5.3.1.DEFINITION:

Les potelets sont des éléments en profile laminé, en I ou H qui ont pour rôle de rigidifier la clôture et résister aux efforts horizontaux du au vent leurs caractéristique variant en fonction de la nature du bardage(en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considères comme articulés dans les deux extrémités.

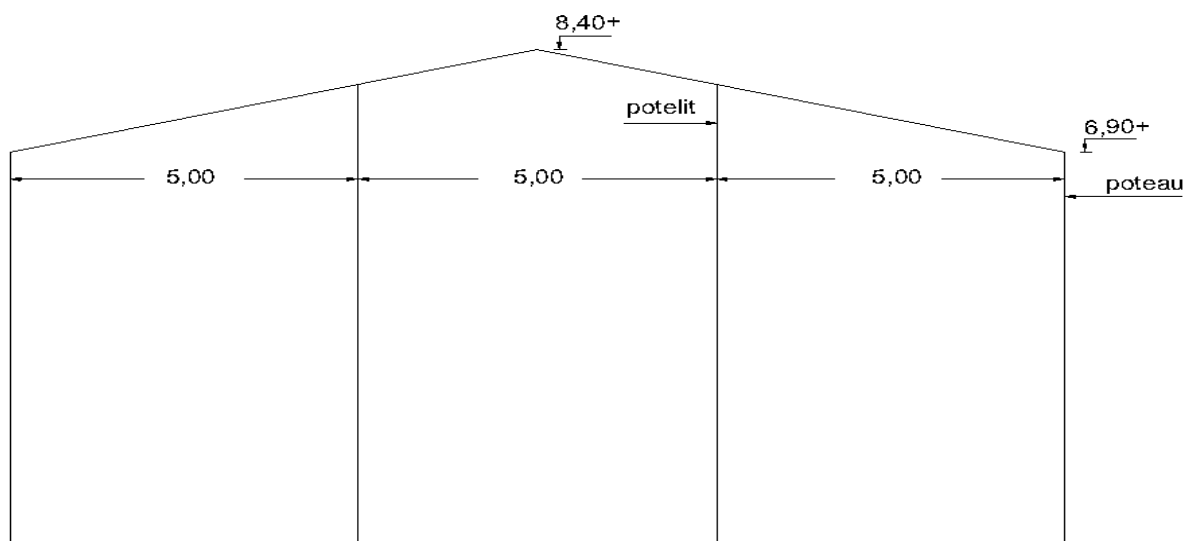


Figure V.8: disposition de potelet dans une ferme

### 5.3.2. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES REVENANT AU POTELET:

#### ✓ Charges permanentes G :

Poids propre du potelet: (à déterminer)

longueur de potelet:  $l=6,90+5.1,5/7,5=7,90\text{m}$

#### ✓ Surcharge climatique W : horisontale suivant le plan

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W = 755,19 \text{ N/m}^2$$

$$Q_w = 755,19 \times 5 = 3775,95 \text{ N/m} = 377,59 \text{ kg/m}$$

### 5.3.3. LE PRÉ DIMENSIONNEMENT DU POTELET :

#### 5.3.3.1. Vérification à la flèche (ELS):

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche suivante :

$$f_y = \frac{5 \cdot q_{sz} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$$

$I_x = I_y$  et  $I_y = I_z$

$$I_y \geq \frac{1000 \cdot Q_w \cdot L^3}{384 \cdot E} = \frac{1000 \cdot 377,59 \cdot 10^{-2} \cdot 7,90^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 2308,64 \text{ cm}^4$$

en prend le profile IPE 220 ( $I_y = 2771,8 \text{ cm}^4$ )

Caractéristiques géométriques IPE220

$h=22\text{cm}$  ;  $b=11\text{cm}$  ;  $t_w=0,59\text{cm}$  ;  $t_f=0,92\text{cm}$  ;  $d=17,76\text{cm}$  ;  $r=1,2\text{cm}$  ;  $A=33,4\text{cm}^2$

$w_{el,y}=252,0\text{cm}^3$  ;  $w_{el,z}=37,24\text{cm}^3$  ;  $p=26,2\text{kg}$

$w_{pl,y}=285,40\text{cm}^3$  ;  $w_{pl,z}=58,10\text{cm}^3$  ;  $i_y=9,11\text{cm}$  ;  $i_z=2,48\text{cm}$

$A_{vz} = 15,9\text{cm}^2$  ;  $I_y = 2771,8 \text{ cm}^4$  ;  $I_z = 204,81 \text{ cm}^4$

#### 5.3.3.2. Vérification de la section a la résistance :

$$M_{y.Sd} \leq M_{ply.Rd}$$

$M_{C.Rd}$  est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{y.Sd} = \frac{Q_{zu} \cdot l^2}{8} = \frac{377,59 \cdot 7,9^2}{8} = 2945,43 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,40 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 6097,18 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{y.Sd} \leq M_{ply.Rd}$$

c'est vérifiée

#### 5.3.3.3. Incidence de l'effort tranchant :

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

$$Q_{zu.Sd} = 1,5W \cdot l = 1,5 \times 75,52 \times 5 = 566,40 \text{ kg/m}$$

$$V_{z.Sd} = \frac{Q_{zu.Sd} \cdot L}{2} = \frac{566,40 \cdot 7,90}{2} = 2237,28 \text{ kg}$$

$$A_{vz} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$



$$A_{vz} = 15,9\text{cm}^2$$

$$V_{PLz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{15,90 \cdot (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 19611,53\text{kg}$$

$$\frac{V_{z.Sd}}{V_{PLz.Rd}} = \frac{2237,28}{19611,53} = 0,11 \leq 0,5$$

⇒ L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

#### 5.3.3.4. Incidence de l'effort normale:

Si :  $N_{sd} \leq \text{MIN} (0,25N_{PL.Rd} , 0,5A_w f_y / \gamma_{M0} )$  ⇒ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normale.

$$N_{sd} = 1,5G = 1,5 \cdot 26,2 \times 7,9 = 310,47\text{kg}$$

$$N_{PL.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,40 \cdot 2350}{1,1} = 71354,54\text{kg}$$

$$0,25N_{pl.Rd} = 0,25 \times 71354,54 = 17838,63\text{kg}$$

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

$$0,5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \times 13,16 \times 2350 / 1,1 = 14057,27\text{kg}$$

$$\Rightarrow 310,47\text{kg} \leq 14057,27\text{kg}$$

⇒ L'incidence de l'effort normale sur le moment résistant peut être négligée

#### 5.3.3.5. Classe de la section:

- classe de la semelle :(semelle comprimée)

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

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{11/2}{0,92} = 5,97 \leq 10\varepsilon = 10 \Rightarrow \text{classe 1}$$

Classe de l'âme (ame comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

$$\frac{17,76}{0,59} = 30,10 \leq 33 \Rightarrow \text{classe 1}$$

⇒ la section est de Classe 1

#### 5.3.3.6. Vérification de l'élément aux instabilités :

le potelet est solisite à la flexion (due au vent) et a la compression (due à son poids propre). il travail a la flexion compose.

la vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes:

**5.3.3.6.1. Flexion compose avec risqué de flambement:**

$$\frac{N_{Sd}}{X_{min} \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

**5.3.3.6.2. Flexion compose avec risqué de déversement:**

$$\frac{N_{Sd}}{X_z \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{X_{LT} M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

calcul du coefficient de réduction minimal pour le flombement  $X_{min}$

$$X_{min} = \text{Min}(X_y, X_z)$$

flombement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique):

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad ; \quad \alpha_y = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} \quad ; \quad \beta_A = 1,0 \text{ pour la section de classe 1,2,3.}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \cdot \left[ \frac{21000}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{790}{9,11} = 86,71$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} = \frac{86,71}{93,9} = 0,92$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,92 - 0,2) + 0,92^2] = 0,99$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,99 + [0,99^2 - 0,92^2]^{0,5}} = 0,73$$

flombement par rapport à l'axe fort zz (hors du plan du portique):

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad ; \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} \quad ; \quad \beta_A = 1,0 \text{ pour la section de classe 1,2,3.}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \cdot \left[ \frac{21000}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{467}{2,48} = 188,30$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} = \frac{188,30}{93,9} = 2,0$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (2,0 - 0,2) + 2,0^2] = 2,80$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{2,80 + [2,80^2 - 2,0^2]^{0,5}} = 0,21$$

$$X_{\min} = \text{Min}(X_y, X_z) = \text{Min}(0,73; 0,21) = 0,21$$

calcul du coefficient  $K$  : avec  $\beta_{My} = 1,3$

$\beta_{My}$  est le facteur de moment uniforme equivalent pour le flambement .

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y A f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,92 \cdot (2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{285,40 - 252}{252} = -1,15$$

avec :  $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{-1,15 \times 310,47}{0,73 \cdot 334,2350} = 1 \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{\min} \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zu} \cdot l^2}{8} = \frac{377,59 \cdot 7,9^2}{8} = 2945,43 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,40 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 6097,18 \text{ kg.m}$$

$$\frac{310,47}{0,21 \cdot 71354,54} + \frac{1,2945,43}{6097,18} = 0,50 \leq 1,0 \quad \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas de risqué de flambement

✓ calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,9$$

Pour les profils lamines en I ou H .

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie  $C1 = 1,132$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{467/2,48}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{467/2,48}{22/0,92} \right]^2 \right]^{0,25}} = 124,37$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{124,37}{93,9} \right] \cdot 1 = 1,32$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad ; \quad \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,32 - 0,2) + 1,32^2] = 1,49$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,49 + [1,49^2 - 1,32^2]^{0,5}} = 0,46$$

Calcul du coefficient  $K_{LT}$  : avec  $\beta_{My}=1,3$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_Z A f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \cdot 2,0 \cdot 1,3 - 0,15 = 0,24$$

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

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,24 \times 310,47}{0,21 \cdot 33,4 \cdot 2350} = 0,99 \quad \text{avec } k_{LT} \leq 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_Z \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{X_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zu} \cdot l^2}{8} = \frac{377,59 \cdot 7,9^2}{8} = 2945,43 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,40 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 6097,18 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\frac{310,47}{0,21 \cdot 71354,54} + \frac{0,99 \cdot 2945,43}{0,46 \cdot 6097,18} = 1,06 \leq 1,0 \quad \text{non vérifiée}$$

⇒ risqué de déversement

On change le profil et prendre IPE270 au lieu de IPE220

Caractéristiques géométriques IPE270

$$h=27\text{cm} ; b=13,5\text{cm} ; t_w=0,66\text{cm} ; t_f=1,02\text{cm} ; d=21,96\text{cm} ; r=1,5\text{cm} ; A=45,9\text{cm}^2$$

$$w_{el,y}=428,9\text{cm}^3 ; w_{el,z}=62,19\text{cm}^3 ; p=36,1\text{kg}$$

$$w_{pl,y}=484,00\text{cm}^3 ; w_{pl,z}=97,00\text{cm}^3 ; i_y=11,23\text{cm} ; i_z=3,02\text{cm}$$

$$A_{vz} = 22,91\text{cm}^2 ; I_y=5789,8\text{cm}^4 ; I_z=419,77\text{cm}^4$$

et on refaire les calculs.

flambement par rapport à l'axe fort zz (hors du plan du portique):

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A=1,0 \text{ pour la section de classe 1,2,3.}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \cdot \left[ \frac{21000}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{467}{3,00} = 155,66$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} = \frac{155,66}{93,9} = 1,65$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,65 - 0,2) + 1,65^2] = 2,10$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{2,10 + [2,10^2 - 1,65^2]^{0,5}} = 0,29$$

$$X_{\min} = \text{Min}(X_y, X_z) = \text{Min}(0,73; 0,29) = 0,29$$

✓ calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{467/3,00}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{467/3,00}{27/1,02} \right]^2 \right]^{0,25}} = 115,48$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{115,48}{93,9} \right] \cdot 1 = 1,22$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad ; \quad \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,22 - 0,2) + 1,22^2] = 1,35$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,35 + [1,35^2 - 1,22^2]^{0,5}} = 0,51$$

calcul du coefficient  $K_{LT}$  : avec  $\beta_{My} = 1,3$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z A f_y}$$

$$N_{sd} = 427,78 \text{ kg}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \cdot 1,65 \cdot 1,3 - 0,15 = 0,17$$

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

$$k_y = 1 - \frac{0,17 \times 427,78}{0,29 \cdot 45,9 \cdot 2350} = 0,99 \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_y \cdot s_d}{X_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zu} \cdot l^2}{8} = \frac{377,59 \cdot 7,9^2}{8} = 2945,67 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484,0 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 10340 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\frac{427,78}{0,29 \cdot 98059,09} + \frac{0,99 \cdot 2945,67}{0,52 \cdot 10340} = 0,55 \leq 1,0 \quad \text{vérifiée}$$

✓ conclusion:

Tout les conditions sont vérifiées ; on adopte le profil IPE 270 pour les potelets.

✓ résultat de logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
49 Poutre_49	☑ IPE 400	ACIER	42.26	193.26	0.06	13 ELU
50 Potelet_50	☑ IPE 270	ACIER	70.38	261.34	0.05	26 -1.2EY
51 Potelet_51	☑ IPE 270	ACIER	70.38	261.34	0.04	26 -1.2EY

Tableau V.6: profil IPE 270 pour potelet

## 6. ETUDE DE PLANCHER MIXTE (la dalle collaborant)

### 6.1. INTRODUCTION :

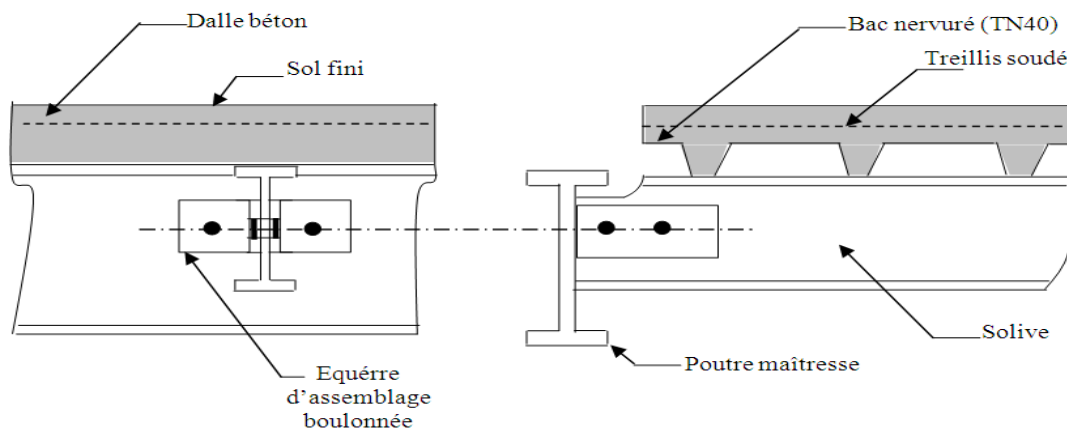
Dans le monde de la construction, l'association de l'acier et du béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de nature différente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement;
- le béton peut empêcher ce voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation Thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu).
- Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

### 6.2. PLANCHERS MIXTES À DALLE COLLABORANT:

La dalle collaborant participe à l'inertie globale du plancher. Ce qui impose qu'elle soit parfaitement liaisonnée avec la structure porteuse. Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs), à l'interface acier/béton, qui solidarisent la dalle et la poutre et empêchent leur glissement relatif.



**Figure VI.1: schéma descriptive de plancher mixte**

#### 6.2.1. Dalle collaborant :

- Dalle en béton armé d'épaisseur  $t = 10 \text{ cm}$

- Coefficient d'équivalences (acier – béton) :  $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

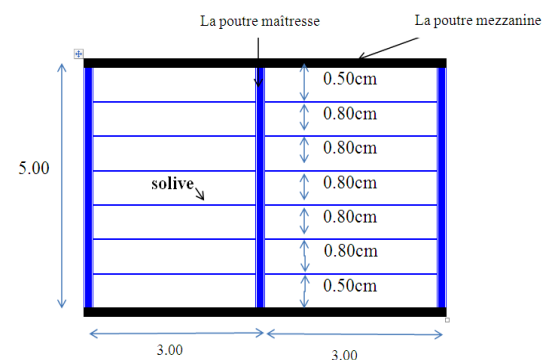
- Coefficient de retrait du béton :  $\varepsilon = 2.10^{-4}$

- Entraxe de solives :  $0.80 \text{ m}$

Module de YOUNG

-(module d'élasticité longitudinal de acier)  $E_a = 210000 \text{ MPa}$

-(module d'élasticité longitudinal de béton)  $E_b = 14000 \text{ MPa}$



**Figure VI.2: détail de solives**

**6.2.2. Contraintes admissibles des matériaux :**

Pour l'acier S<sub>235</sub> :  $f_y=235\text{MPa}$

Pour le béton :  $f_{c28}= 25\text{MPa}$

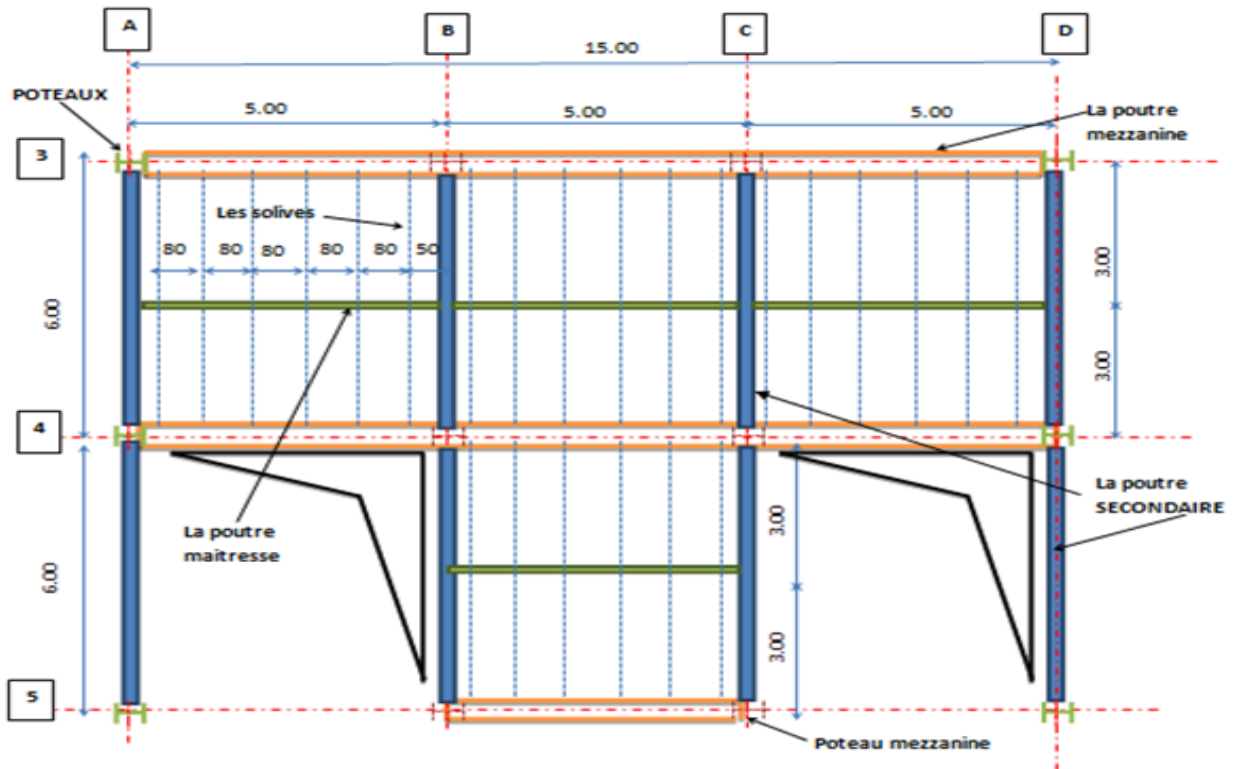


Figure VI.3:schéma descriptive du l'étage

**6.3.PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES SOLIVES:**

**6.3.1.Premier phase : phase construction**

L entre axe des solives est  $e_{solive} : 0.80\text{m}$

On propose comme section de solive un IPE<sub>160</sub>

Dont les caractéristiques sont :

Poids propre = 15.80kg/m

$h=16\text{cm}$  ;  $b=8,2\text{cm}$  Caractéristique géométriques de IPE160

$W_{el,y}=109\text{cm}^3$  ;  $W_{el,z}=16,7\text{cm}^3$

$W_{pl,y}= 124\text{cm}^3$  ;  $W_{pl,z}=26,1\text{cm}^3$

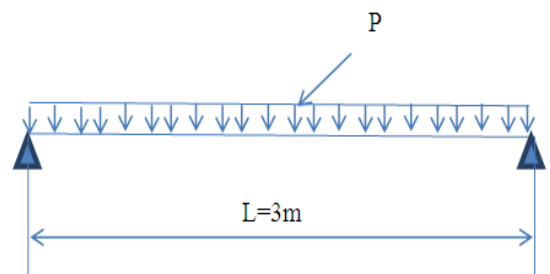


Figure VI.4:schéma statique d'une solive

### 6.3.2.Évaluation des charges :

Nature de l élément	Poids (KN/m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de L IPE <sub>160</sub>	G <sub>p</sub> =0,158	
Poids propre de béton armée		G <sub>b</sub> =2,5
Poids propre de la toleTN <sub>40</sub>		G <sub>t</sub> =0,094
Surcharge de construction (usage bureaux)		Q <sub>b</sub> =2,5
Carrelage+ mortier de pose		Q <sub>c</sub> =2,00

Tableau VI.1: évaluation des charges

### 6.3.3.Les combinaisons de charges :

✓ A l'état limite ultime :

$$q_u = 1,35G_p + [1,35G_b + 1,35G_t + 1,35G_{c_t} + 1,5Q]x e_{solive}$$

$$q_u = 1,35x0,158 + [1,35x2,5 + 1,35x0,094 + 1,35x2 + 1,5x2,5]x0,8 = 8,17kN/m$$

$$q_u = 8,17KN/m$$

✓ A l'état limite de service :

$$q_s = G_p + [G_b + G_t + G_c + Q]x e_{solive} = 0,158 + [2,5 + 0,094 + 2 + 2,5]x0,8 = 5,83kN/m$$

$$q_s = 5,83KN/m$$

### 6.3.4.Vérification de la flèche en service

$$f_{cal} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}, \quad f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{300}{250} = 1,2cm$$

$$f_y = \frac{5 \cdot q_{sy} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq \frac{L}{250} ; \frac{5 \cdot 5,83 \cdot 300^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 869,3} \leq 1,2cm$$

$$0,33cm \leq 1,2cm$$

C'est vérifiée

### 6.3.5.Vérification de résistance a L ELU

Il faut vérifier la condition suivante

$$M_{sd} \leq M_{PL.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot x f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot x l^2}{8} = \frac{8,17 \cdot 3^2}{8} = 9,19KN.m$$

$$M_{PL.Rd} = \frac{123,9 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 2638,40KN.m$$

$$M_{sd} \leq M_{PL.Rd} \Rightarrow$$

C'est vérifiée



6.3.6. Position de l'axe neutre plastique (ANP)

6.3.6.1. Largeur de la dalle effective :

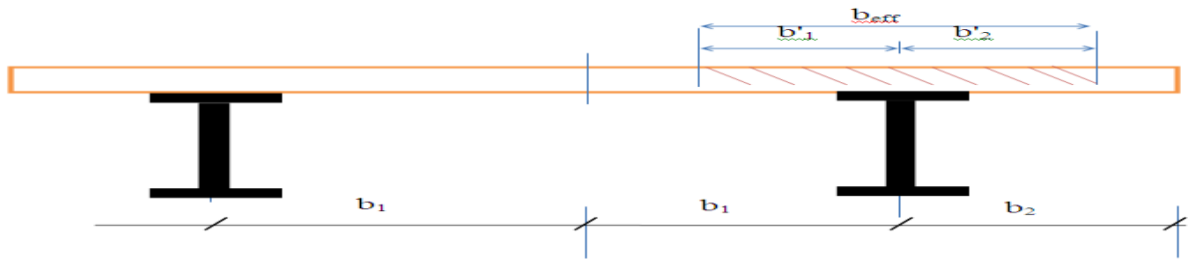


Figure VI.5 : Largeur participante d'une dalle mixte (largeur de la dalle effective)

la section est sous moment négatif (en travée) la largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante:

$$b_{eff} = 2xb_{e1}$$

$$b_{e1} = \min\left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2}\right] = \min\left[\frac{3}{8}, \frac{0.8}{2}\right] = \min[0,375, 0,40] = 0,375m$$

$$b_{eff} = 0,75m$$

$L_0$ : la longueur de la solive

$b$ : entre axe des solives

6.3.6.2. Position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre ( $\Delta$ ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de

Solive est donnée par la formule suivant :

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{M_o}} x f_y = \frac{20,1}{1,1} x 2350 x 10^{-2} = 429,4 KN$$

$$F_C = b_{eff} . t . \frac{0,85 x f_{c28}}{\gamma_b} = 750 . 100 . 10^{-3} . \frac{0,85 x 25}{1,5} = 1062,5 KN$$

$$F_a \leq F_C$$

⇒ L'axe neutre plastique passe dans la dalle

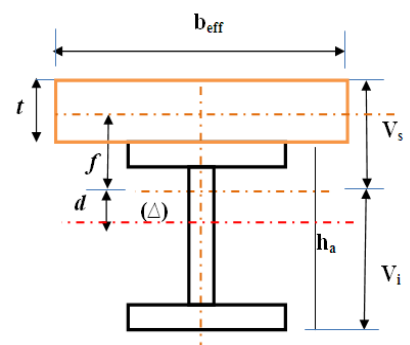


Figure VI.6: schéma détailler de l'étude d'une solive

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \left( \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right)} \Rightarrow Z = \frac{429,4}{750 \cdot \left( \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \right)} \cdot 10^2 = 4,04cm$$

$$M_{PL.Rd} = F_a \cdot \left( \frac{h_a}{2} + t - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{PL.Rd} = 429,4 \cdot \left( \frac{16}{2} + 10 - \frac{4,04}{2} \right) \cdot 10^{-2} = 68,61KN.m$$

$$M_{PL.Rd}^+ = 68,61KN.m \geq M_{sd} = 9.19KN.m$$

La section est vérifiée en résistance

**6.3.6.3. Section mixte :**

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot t}{n} = 20,1 + \frac{75 \cdot 10}{15} = 70,1 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot t}{n} \times \frac{h_a + t}{2 \cdot S} = \frac{75 \cdot 10}{15} \times \frac{16 + 10}{2 \cdot 70,1} = 9,27 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + t - d = \frac{16}{2} + 10 - 9,27 = 8,73 \text{ KN}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{16}{2} + 9,27 = 17,27 \text{ cm}$$

$$f = \frac{h_a + t}{2} - d = \frac{16 + 10}{2} - 9,27 = 3,73 \text{ cm}$$

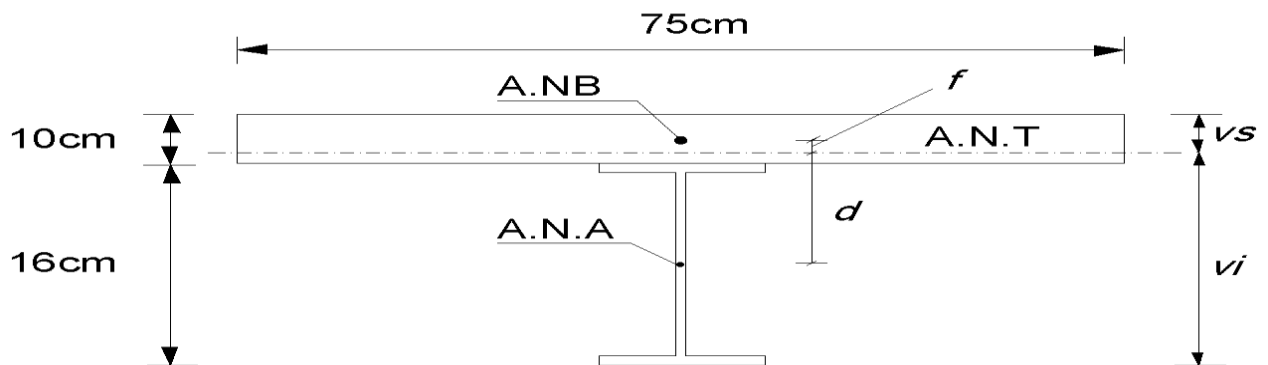


Figure VI.7: schéma de différents axes

**6.3.6.4. Calcul de  $I_m$  :**

$v_i$  : position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre A.N.T( $\Delta$ )

$v_s$  : position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre A.N.T( $\Delta$ )

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff} \cdot t^3}{12n} + \frac{b_{eff} \cdot t}{n} f^2$$

$$I_m = 869,3 + 20,1 \cdot 9,27^2 + \frac{75 \cdot 10^3}{12 \cdot 15} + \frac{75 \cdot 10}{15} \cdot 3,73^2$$

$$I_m = 3708,86 \text{ cm}^4$$

**6.4. VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE ÉTAT DE SERVICE :**

$$P_s = 5,83 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{300}{250} = 1,2 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot p_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot p_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_m} = \frac{5 \cdot 5,83 \cdot 300^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3708,86} = 0,07 \text{ cm}$$

$$f_{cal} \leq f_{adm} \Rightarrow$$

C'est vérifiée

**6.5. RÉSISTANCE DE LA SECTION AU CISAILLEMENT :**

Il faut vérifier la condition suivante

$$V_{sd} = \frac{p_u \cdot l}{2} = \frac{8,17 \times 3}{2} = 12,25 \text{ KN}$$

$$V_{PL.Rd} = \frac{A_{yz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_o}} = \frac{20,1 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 24791,94 \text{ kg} = 247,91 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifiée}$$

$$V_{PL.Rd} \geq V_{sd} \Rightarrow$$

### 6.6.CALCUL DES CONTRAINTES

#### 6.6.1. contrainte lore de coulage:

Contrainte due au moment fléchissant :

##### 6.6.1.1. Contrainte dans la poutre acier:

-Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{a_i} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times V_i = \frac{9,19}{3708,86} \times 17,27 \cdot 10^4 = -427,92 \text{ daN/cm}^2$$

- Traction dans la fibre supérieure

$$\sigma_{a_s} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [V_s - t] = \frac{9,19}{3708,86} \times [8,73 - 10] \cdot 10^4 = -31,47 \text{ daN/cm}^2$$

##### 6.6.1.2. Contrainte dans la dalle béton:

- Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{b_i} = \frac{M_{sd}}{n \cdot I_m} \times [V_s - t] = \frac{9,19}{15 \times 3708,86} \times [8,73 - 10] \cdot 10^4 = -2,1 \text{ daN/cm}^2$$

-Compression dans la fibre supérieure

$$\sigma_{b_s} = \frac{M_{sd}}{n \cdot I_m} \times V_s = \frac{9,19}{15 \times 3708,86} \times 8,73 \cdot 10^4 = 14,42 \text{ daN/cm}^2$$

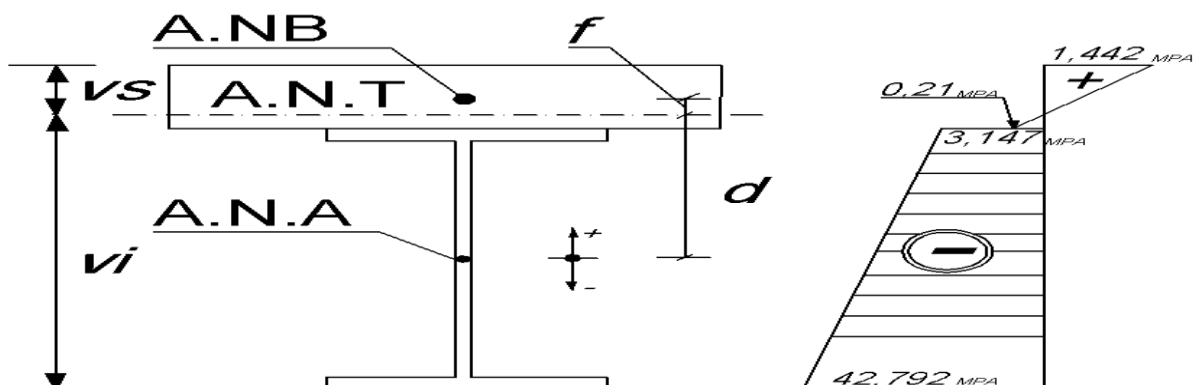


Figure VI.8: schéma de la contrainte lors de coulage

#### 6.6.2. Contrainte due au retrait

$$\beta = \frac{h_a + t}{2} = \frac{16 + 10}{2} = 13 \text{ cm}$$

$\beta$  : distance entre C.D.G de l'acier et C.D.G du béton.

$$\alpha = \frac{I_A}{A_a \cdot x \beta} = \frac{869,3}{20,1 \times 13} = 3,32 \text{ cm}$$

$\alpha$ : distance entre C.D.G de l'acier et l'A.N de section homogène.

$$K = \frac{B x E_a \cdot \varepsilon x \beta x A_a}{[n \cdot I_A \cdot A_a] + [B x I_A] + [B x A_a \cdot x \beta^2]}$$

$$K = \frac{75 \times 10 \times 2,1 \times 10^6 \cdot 2 \times 10^{-4} \times 13 \times 20,1}{[15 \times 869,3 \times 20,1] + [75 \times 10 \times 869,3] + [75 \times 10 \times 20,1 \times 10^2]} = 23,77 \text{ daN/cm}^3$$

$Y_1$ : distance entre l'interface et l'A.N de section homogène.

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{16}{2} + 3,32 = 11,32 \text{ cm}$$

$Y_2$ : distance entre l'A.N de section homogène et la fibre la plus de béton.

$$Y_2 = Y_1 + t = 11,32 + 10 = 21,32 \text{ cm}$$

Dou les valeurs de contrainte sont:

$$\sigma_{ac} = K \cdot Y_1 = 23,77 \times 11,32 = 269,07 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{a_t} = K \cdot (h_a - Y_1) = 23,77 \times (16 - 11,32) = 111,24 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{b_t} = \frac{E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1}{n} = \frac{(2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} - 23,77 \times 11,32)}{15} = 10,06 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{b_c} = \frac{E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2}{n} = \frac{(2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} - 23,77 \times 21,32)}{15} = -5,78 \text{ daN/cm}^2$$

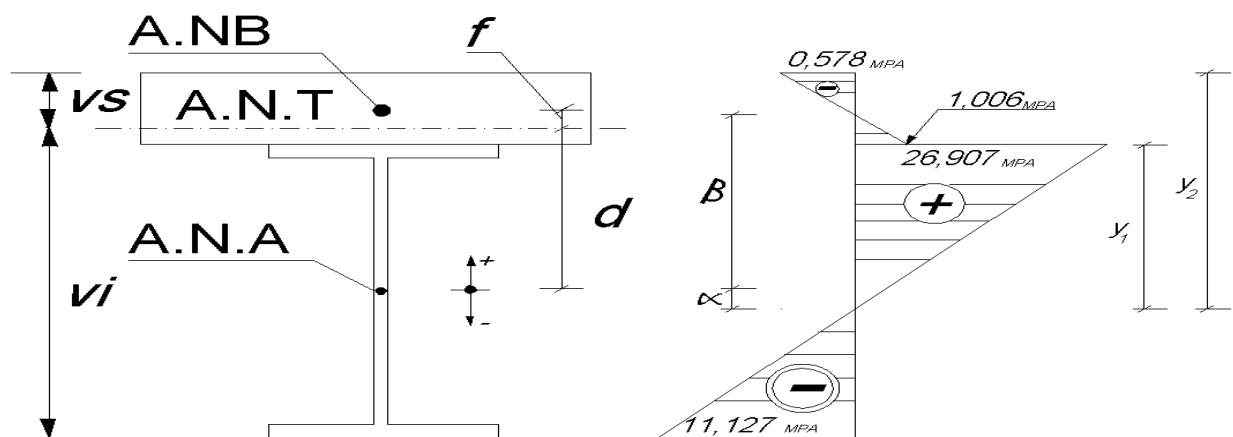


Figure VI.9: schéma de la contrainte due au retrait

### 6.6.3. Contrainte finale:

$$\sigma_{a_t} = -427,92 - 111,27 = -539,19 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{a_c} = -31,47 + 269,07 = +237,6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{b_i} = -2,1 + 10,06 = 7,96 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{b_c} = 14,42 - 5,78 = 8,64 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{bt} = 0,796 \text{ MPA} \leq \sigma_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

c'est vérifiée

$$\sigma_{bc} = 0,864 \text{ MPA} \leq \sigma_{C28} = 14,16 \text{ MPA}$$

c'est vérifiée

$$\sigma_{at} ; \sigma_{ac} \leq \sigma_s = 360 \text{ MPA}$$

c'est vérifiée

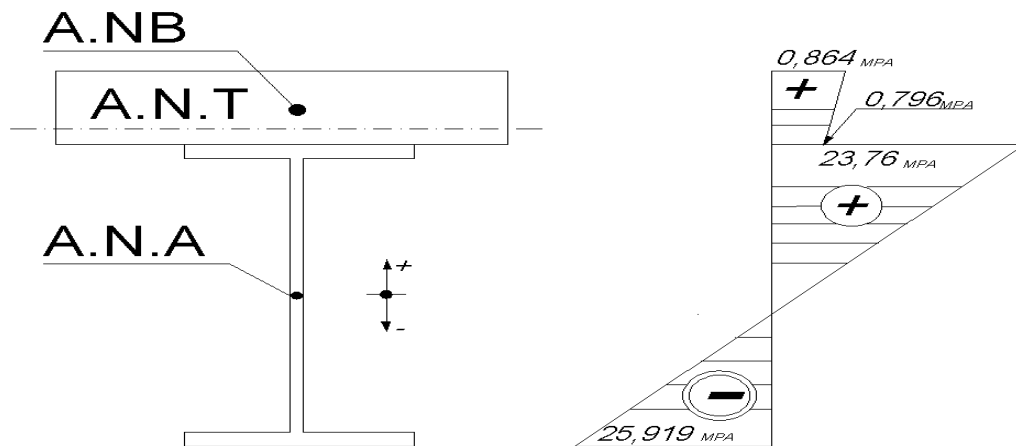


Figure VI.10: schéma de la contrainte finale

### 6.7.CALCUL DES GOUJONS CONNECTEURS :

Ce sont des éléments métallique soudés sur la semelle supérieure de la solive, ils sont pour rôle d assurer la liaison et l adhérence entre la dalle du béton et la solive.

#### 6.7.1. L'avantage des goujons connecteurs :

L'avantage des goujons est de combiner une rigidité relativement élevée avec une grande Capacité de déformation. En effet, par rapport à des cales, les goujons à tête peuvent être disposés avec un espacement suffisant qui facilite grandement leur utilisation.

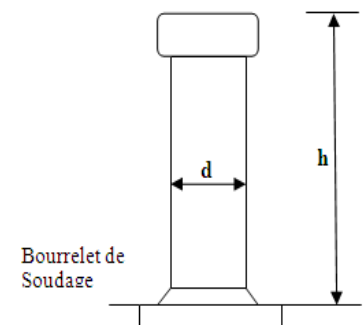


Figure VI.11: schéma d'un goujon

#### 6.7.2.L'inconvénient des goujons connecteurs :

Il est lié au problème de soudabilité particulièrement lors de l'utilisation de tôles galvanisées ou de semelles de poutres peintes mais également en présence d'eau entre la tôle profilée et la semelle.

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\frac{h}{d} = 4 \Rightarrow h > 4 \times d$$

On a

$$d = 16mm \Rightarrow h > 4 \times 16 = 64mm$$

On prend  $h=70mm$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow \frac{70}{16} = 4,37 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C25/30  $\rightarrow f_{ck}=25Mpa$

$$\Rightarrow E_{cm}=22000.(f_{cm}/10)^{0,3}$$

$$f_{cm}=f_{ck}+8 Mpa=33 Mpa$$

$$\Rightarrow E_{cm}\approx 30500Mpa$$

$E_{cm}$  : la valeur du module sécant du béton (eurocod2)

La résistance de calcul au cisaillement d un connecteur:

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2}) \rightarrow EC4art6.3.2.1$$

$P_{rd1}$  : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même :

$$P_{rd1} = 0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = 0.8 \frac{360}{1,25} \left( \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \right) \cdot 10^{-3} = 46,30KN$$

$P_{rd2}$  : Effort résistant au cisaillement de l enrobage du goujon :

$$P_{rd2} = 0.29 \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 0,29 \frac{1 \cdot 16^2}{1,25} \sqrt{25 \cdot 30500} \cdot 10^{-3} = 51,86KN$$

$$P_{rd} = \min(46,30; 51,86) = 46,30KN$$

L effort totale de cisaillement longitudinales est donné par :

$$V_{lf} = \min \left( \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; 0,85 \cdot b_{eff} \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right) \rightarrow EC4art6.2.1.1$$

$$V_{lf} = \min \left( \frac{20,1 \times 2350}{1,1}; 0,85 \cdot 75 \cdot \frac{10 \times 250}{1,5} \right) \cdot 10^{-2} = \min(429,40; 1062,5) = 429,40KN$$

Le nombre des goujons est donc :

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{429,40}{46,30} = 9,27 \Rightarrow ou N_f = 10$$

L'espace est donnée par

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{300}{10} = 30cm \Rightarrow$$

-Soit le nombre de connecteurs  $N=10$  par une longueur de 3m avec un espacement de 30cm.

( $S_t= 30cm$ ).

### 6.7.3.Vérification des soudures :

a : la gorge

$$a < \min(d; t_f) = \min(16; 7,4) = 7,4mm$$

Ou prend  $a = 7mm$

✓ **Circulaire:**

$l$  : longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times 16 = 50,24mm$$

$$ACIER \longrightarrow S235 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{M_w} = 1.25 \\ f_u = 360Mpa \end{array} \right\}$$

L'effort résistant de cisaillement égale :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M_w} \times \sqrt{3}} = 7 \times 50,24 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 73,09KN \Rightarrow$$

L'effort sollicitant est

donné par

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{429,40}{12} = 35,78KN \Rightarrow$$

quelle que soit la direction de l effort sollicitant  $F_{sd}$  par rapport au Cordoue, on a

$$F_{sd} < F_{wrd} \Rightarrow 35,94KN < 73,09KN$$

C'est vérifiée

✓ **-conclusion:**

Toute les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE<sub>160</sub>** pour les solives du plancher.

✓ **Résultat robot:**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
356 solives_356	OK IPE 160	ACIER	45.61	162.69	0.31	13 ELU
357 solives_357	OK IPE 160	ACIER	45.61	162.69	0.51	13 ELU
358 solives_358	OK IPE 160	ACIER	45.61	162.69	0.57	13 ELU
359 solives_359	OK IPE 160	ACIER	45.61	162.69	0.57	13 ELU

Tableau VI.2: profile IPE160 pour solive

### 6.8. Calcul De la poutre maitresse (sommiers):

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poutres secondaire, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

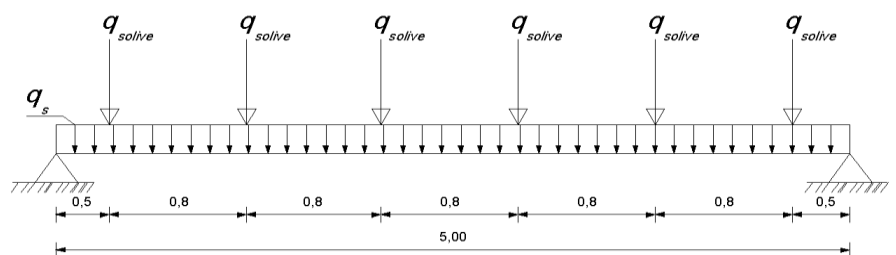


Figure VI.12: schéma statique de la poutre maitresse

Caractéristiques du plancher :

- ✓ Potée du sommier :  $l=5\text{m}$
- ✓ Entre axe des sommiers :  $e_{\text{sommier}}=3\text{m}$
- ✓ Entre axe des solives  $e_{\text{solive}}=0.80\text{m}$
- ✓ Charges permanentes du plancher  $G=4,59 \text{ N/m}^2$
- ✓ Surcharges d'exploitation  $Q=2.5\text{KN/m}^2$
- ✓ Poids de la solive  $G_{\text{solive}}=0,158\text{KN/m}$
- ✓ Nombre de solives sur le sommier  $n=6$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec

$$q_{\text{solive}}=G_{\text{solive}} \times e_{\text{sommier}}$$

$$q_{\text{solive}}=0.158 \times 3=0,474\text{kn}$$

**6.8.1.Vérification de la flèche :**

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition

**6.8.1.1.Combinaisons de charges :**

$$q_s = (G+Q) \times e_{\text{sommier}} + n \cdot q_{\text{solive}} / e_{\text{solive}}$$

$$=(4,59+2,5) \times 3 + 6 \cdot 0,474 / 0,8 = 24,82\text{KN/m}$$

Il faut vérifier la flèche:

$$f_{\text{cal}} \leq f_{\text{adm}} \Rightarrow$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} \geq f_{\text{cal}} = \frac{5q_s l^4}{384.E.I}$$

$$I_{x_1} = 250 \cdot \frac{5 \cdot p_y \cdot l^3}{384.E} = \frac{250 \times 5 \times 24,82 \times (500)^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 4809,18\text{cm}^4$$

On prend: *IPE270*

Caractéristique profile:  $I_y=5789,8\text{cm}^4$  ;  $I_x=419,77\text{cm}^4$  ;  $p_p=45,9\text{kg/m}$  ;  $W_{\text{ply}}=484\text{cm}^3$   
 $W_{\text{ely}}=428,9\text{cm}^3$  ;  $W_{\text{plz}}=97\text{cm}^3$  ;  $W_{\text{elz}}=62,19\text{cm}^3$

Vérification de la flèche en tenant compte du poids propre du profile

$$f_{\text{adm}} \geq f_{\text{cal}}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{500}{250} = 2\text{cm}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \cdot p_y \cdot l^4}{384.E.I} = \frac{5 \times (24,82 + 0,459) \times (500)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5789,8} = 1,69\text{cm}$$

$$f_{\text{adm}} = 2\text{cm} \geq f_{\text{cal}} = 1,69\text{cm}$$

C'est vérifiée

**6.8.2.Vérification de la résistance:**



$$P_u = 1.35(G.e_{sommier} + G_{profile}) + 1.35.p_p + 1.5Q.e_{sommier}$$

$$P_u = 1,35(4,59 \times 3 + 3,55) + 1,35 \cdot 0,459 + 1,5 \times 2,5 \times 3 = 35,25 \text{ KN / ml}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u x l^2}{8} = \frac{35,25 x 5^2}{8} = 110,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL.Rd}^+ = \frac{W_{ply} \cdot x f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{484 \times 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 10340 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{PL.Rd}^+ \Rightarrow$$

C'est vérifiée

La condition de résistance est vérifiée

### 6.8.3. Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} + 2 \cdot P_{solive} = \frac{35,15 \times 5}{2} = 87,87 \text{ KN}$$

$$V_{Pl.rd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{29 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 357,69 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$V_{sd} < V_{Pl.rd} \Rightarrow$$

✓ **conclusion:**

c'est vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE<sub>270</sub>** comme sommier pour le plancher.

### 6.9. Calcul De la poutre Secondaire:

Les poutres secondaires sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les Charges des planchers aux poteaux (cas d'une dalle pleine ou plancher mixte). Et sont sollicitées Principalement par un moment de flexion. La poutre la plus sollicitée.

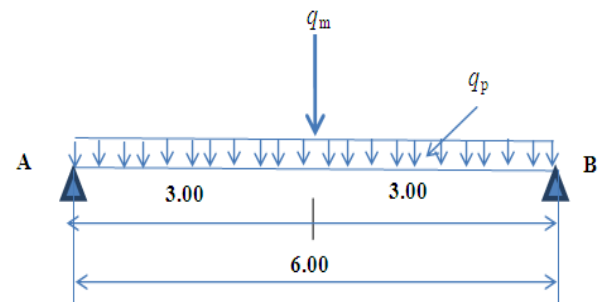


Figure VI.13: schéma statique de la Poutre secondaire

#### 6.9.1. Évaluation des charges :

Nature de l'élément		Poids (KN/m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
$q_p$	Charges permanentes du plancher		$G_b=4,59$
	Surcharges d'exploitation		$Q=2,5$
$q_m$	Poids propre de L IPE <sub>270</sub>	$G_p=0,361$	
	Poids propre de L IPE <sub>160</sub>	$G_t=0,158$	
	Charges permanentes du plancher		$G_b=4,59$
	Surcharges d'exploitation		$Q=2,5$

Tableau VI.3: Évaluation des charges

**6.9.2. Les combinaisons de charges :**

✓ à l'état limite de service :

$$q_p = [G + Q] \times e = [4,59 + 2,5] \times 0,5 = 3,54 \text{ kN/m}$$

$$q_p = 3,54 \text{ KN/m}$$

$$q_m = [(G + Q) \times 3,5 + G_{IPE_{270}} \times 5 + G_{IPE_{160}} \times 6 \times 3]$$

$$q_m = [(4,95 + 2,5) \cdot 3,5 + 0,361 \times 5 + 0,158 \times 6 \times 3] = 111 \text{ KN}$$

✓ à l'état limite ultime :

$$P_u = 1,35 \cdot p_p (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,5 = 1,35 \cdot 0,571 (1,35 \times 4,59 + 1,5 \times 2,5) \cdot 0,5 = 5,74 \text{ KN/m}$$

$$P_m = 1,35 \times [G_{IPE_{270}} \times 5 + G_{IPE_{160}} \times 6 \times 3 + G \cdot 3,5] + 1,5 \times [Q \times 5 \times 3]$$

$$P_m = 1,35 \times [0,361 \times 5 + 0,158 \times 6 \times 3 + 4,59 \cdot 3,5] + 1,5 \times [2,5 \times 5 \times 3] = 155,47 \text{ KN}$$

**6.9.3. Vérification de la flèche (ELS):**

✓ sous l'effet de la charge répartie:

$$f_{cal} \leq f_{adm} \Rightarrow$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \geq f_{cal} = \frac{5q_s l^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$I_{x1} = \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{2,4 \cdot 384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 3,54 \cdot (600)^4}{2,4 \cdot 384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 1185,26 \text{ cm}^4$$

✓ sous l'effet de la charge concentre:

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \geq f_{cal} = \frac{P_m l^3}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$I_{x2} = \frac{P_m \cdot l^3}{2,4 \cdot 48 \cdot E} = \frac{111 \cdot 10^2 \cdot (600)^3}{2,4 \cdot 48 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 9910,71 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_{x1} + I_{x2} = 1185,26 + 9910,71 = 11095,97 \text{ cm}^4 \text{ on choisit } \mathbf{IPE_{360}}$$

Caractéristique du profile:

$$I_y = 16265,6 \text{ cm}^4 ; I_z = 1043,20 \text{ cm}^4 ; pp = 57,1 \text{ kg/m} ; A = 72,7 \text{ cm}^2$$

$$W_{ply} = 1019,9 \text{ cm}^3 ; W_{ely} = 903,6 \text{ cm}^3 ; W_{plz} = 191,1 \text{ cm}^3 ; W_{elz} = 122,73 \text{ cm}^3$$

Vérification de la flèche en tenant compte du poids propre du profile

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \geq f_{cal} = \frac{5q_s l^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot (3,54 + 0,571) \cdot (600)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 16265,6} = 0,2 \text{ cm}$$

$$f_{cal2} = \frac{p_m \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{111 \cdot 10^2 (600)^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 16265,6} = 1,46 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 0,2 + 1,46 = 1,66 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,4 \text{ cm}$$

c'est vérifiée

#### 6.9.4. Vérification de la résistance (ELU):

On doit vérifier:

$$M_{sd} \leq M_{PL.Rd}$$

$$M_{sd} = M_1 + M_2 = \frac{q_q \times l^2}{8} + \frac{q_m \times l}{4}$$

$$M_{sd} = \frac{5,74 \times 6^2}{8} + \frac{155,47 \times 6}{4} = 259,03 \text{ KN}$$

$$M_{PL.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1019,1 \times 23,5}{1,1} = 21771,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{PL.Rd} \Rightarrow$$

c'est vérifiée

#### 6.9.5. Vérification au cisaillement:

$$V_{sd} = \frac{q_p \cdot l}{2} + \frac{q_m}{2} = \frac{5,74 \times 6}{2} + \frac{155,47}{2} = 94,95 \text{ KN}$$

$$V_{Pl.rd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{45,3 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 558,74 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$V_{sd} < V_{Pl.rd} \Rightarrow$$

C'est vérifiée

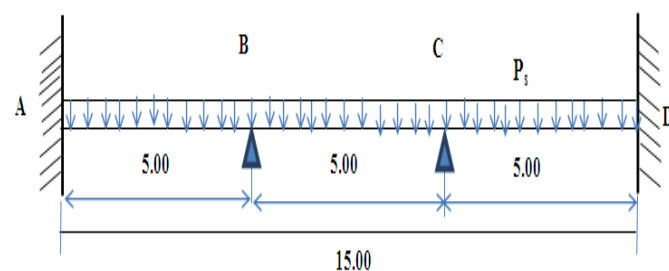
#### ✓ Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte IPE360 comme poutre secondaire.

**6.10. Calcul De la poutre Mezzanine :** c'est une poutre qui supporte les solives secondaires, elle est appuyée sur deux poteaux au milieu et encastée à l'extrémité dans une longueur de  $L=15,00$  m comme ce montre sur la figure ci- dessous.

Caractéristiques du plancher :

- ✓ Portée du sommier :  $l=5\text{m}$
- ✓ Entre axe des sommiers :  $e_{sommier}=3\text{m}$
- ✓ Entre axe des solives  $e_{solive}=0,80\text{m}$
- Charges permanentes du plancher  $G=4,59 \text{ N/m}^2$
- ✓ Surcharges d'exploitation  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Poids de la solive  $G_{solive}=0,158 \text{ KN/m}$
- ✓ mur en brique avec enduit  $e=10\text{cm}$   $G=1,08 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Nombre de solives sur le sommier  $n=6$



**Figure VI.14: schéma statique de la poutre maîtresse**

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec

$$q_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \times e_{\text{sommier}}$$

$$q_{\text{solive}} = 0.158 \times 3 = 0,474 \text{ kn}$$

### 6.10.1. Vérification de la flèche :

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition

#### 6.10.1.1. Combinaisons de charges :

$$q_s = (G+Q) \times e_{\text{sommier}} + n \cdot q_{\text{solive}} / e_{\text{solive}}$$

$$= (4,59 + 2,5) \times 3 + 1,08 \cdot 3,23 + 6,0 \cdot 474 / 0,8 = 28,30 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la flèche:

$$f_{\text{cal}} \leq f_{\text{adm}} \Rightarrow$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} \geq f_{\text{cal}} = \frac{5q_s l^4}{384.E.I}$$

$$I_{x_1} = 250 \cdot \frac{5 \cdot p_y \cdot l^3}{384.E} = \frac{250 \times 5 \times 28,30 \times (500)^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 5483,47 \text{ cm}^4$$

On prend: IPE360

$$I_y = 16265,6 \text{ cm}^4 ; I_z = 1043,20 \text{ cm}^4 ; pp = 57,1 \text{ kg/m} ; A = 72,7 \text{ cm}^2$$

$$W_{ply} = 1019,9 \text{ cm}^3 ; W_{ely} = 903,6 \text{ cm}^3 ; W_{plz} = 191,1 \text{ cm}^3 ; W_{elz} = 122,73 \text{ cm}^3$$

Vérification de la flèche en tenant compte du poids propre du profile

$$f_{\text{adm}} \geq f_{\text{cal}}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \cdot p_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times (28,30 + 0,571) \times (500)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 16265,6} = 0,69 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = 2 \text{ cm} \geq f_{\text{cal}} = 0,69 \text{ cm}$$

C'est vérifiée

### 6.10.2. vérification de la résistance:

$$P_u = 1,35(G \cdot e_{\text{sommier}} + G_b + P_p + G_{\text{profile}}) + 1,5Q \cdot e_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1,35(4,59 \times 3 + 0,571 + 1,08 \cdot 3,23 + 3,55) + 1,5 \times 2,5 \times 3 = 40,11 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{40,11 \times 5^2}{8} = 125,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL,Rd}^+ = \frac{W_{ply} \cdot \sigma_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1019,1 \times 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 21771,68 \text{ KN.m} \quad \text{C'est vérifiée}$$

$$M_{sd} \leq M_{PL,Rd}^+ \Rightarrow$$

La condition de résistance est vérifiée

### 6.10.3. Vérification au cisaillement:

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} + 2 \cdot P_{\text{solive}} = \frac{40,11 \times 5}{2} = 100,27 \text{ KN}$$

$$V_{Pl.rd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{29 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 357,69 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$V_{sd} < V_{Pl.rd} \Rightarrow$$

C'est vérifiée

✓ Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$M_{y.Sd} = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{40,11 \cdot 5^2}{8} = 125,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{z.Sd} = 0,4 M_{solive} = 0,2 \cdot 9,19 \cdot 6 = 11,00 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \left[ \frac{W_{PL.y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right] = \left[ \frac{1019,1 \cdot 2350 \cdot 10^{-4}}{1,1} \right] = 217,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \left[ \frac{W_{PL.z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right] = \left[ \frac{191,1 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} \right] = 40,82 \text{ kg.m}$$

La vérification au déversement est comme suite:

$$\frac{M_{y.Sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1,0$$

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

$$M_{b.Rd} = X_{LT} \cdot \beta_W \cdot \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = X_{LT} \cdot M_{ply.Rd}$$

$\beta_W = 1$  Pour les sections de classe 1 et 2.

L'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  est déterminé par la formule suivant:

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

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\epsilon \quad \text{et} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad ; \quad f_y \text{ est en N/mm}^2$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon = 93,9$$

Pour une poutre constante et doublement symétrique (profils lamines I.;H) la formule l'élanement  $\lambda_{LT}$  vaut:

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$IPE360 : i_z = 3,79 \text{ cm} \quad ; \quad h = 36 \text{ cm} \quad ; \quad t_f = 1,27 \text{ cm} \quad , \quad L = 500 \text{ cm}$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52 \psi^2 \leq 2,7 \quad ;$$

avec:  $\psi = 0$  par suit  $C_1 = 1,88$

$$\lambda_{LT} = \frac{500/3,79}{1,88^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{500/3,79}{36/1,27} \right]^2 \right]^{0,25}} = 80,09$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_W]^{0,5} = \frac{80,09}{93,9} = 0,85 \quad ; \quad \alpha=0,21$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21 \cdot (0,85 - 0,2) + 0,85^2 \right] = 0,92$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[ \varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{0,92 + \left[ 0,92^2 - 0,85^2 \right]^{0,5}} = 0,78$$

$$\Rightarrow M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot M_{ply,Rd} = 0,78 \times 217,71 = 169,81 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1,0 \quad \Rightarrow \quad \frac{125,34}{169,81} + \frac{11}{40,82} = 1 \leq 1$$

c'est vérifiée

✓ **Conclusion:**

Toute les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE<sub>360</sub>** comme poutre mezzanine.

✓ **Résultat robot:**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
338 Poutre misani	☑ IPE 360	ACIER	40.12	158.41	0.47	26 -1.2EY
339 Poutre misani	☑ IPE 360	ACIER	40.12	158.41	0.97	13 ELU
340 Poutre misani	☑ IPE 360	ACIER	40.12	158.41	0.97	13 ELU

Tableau VI.4:profil IPE360pour poutre maitresse

**6.11.Ferraillage de la dalle du plancher:**

**6.11.1.Combinaison d action :**

✓ État limite ultime :

$$P_u = 1,35.G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 \times 4,59 + 1,5 \times 2,5 = 9,94 \text{ KN/ml}$$

✓ État de service :

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 4,59 + 2,5 = 7,09 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0,8}{3} = 0,26 < 0,4 \text{ La dalle travaille dans un seul sens } l_x$$

$$M_0 = \frac{P_u \cdot x l_x^2}{8} = \frac{9,94 \cdot 3^2}{8} = 11,18 \text{ KN.m}$$

**6.11.2. Calcule des armatures :**

$$b = 0,8 \text{ m}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$$

$$\mu_{b_u} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{b_u}} \quad f_{b_u} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{b_u} = \frac{11,18 \times 10^6}{800 \times 70^2 \times 14,16} = 0,2$$

$$\mu \leq \mu l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu_{b_u}}}{2} = 0,887$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_{c_a}} = \frac{11,18 \times 10^6}{0,887 \times 70 \times 348} = 517,41 \text{ mm}^2 = 5,17 \text{ cm}^2$$

### 6.11.3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t_{28}}}{f_e} = 0,23 \times 80 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,67 \text{ cm}^2 < 4,95 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec:

$$A_{\text{choix}} = 7T10 = 5,50 \text{ cm}^2$$

### 6.11.4. Les armatures de répartition sont donnée par :

$$A_r = \frac{5,50}{4} = 1,37 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec:

$$A_{\text{choix}} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

### 6.11.5. Vérification de l'effort tranchant:

$$V_x = \frac{q_u l}{2} = \frac{9,94 \times 3}{2} = 14,91 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b.d} = \frac{14910}{800 \times 70} = 0,26 \text{ MPA}$$

$$\tau \leq \min(0,27 f_{c_j} / \gamma_b; 7 \text{ MPA}) = \min(4,5; 7) \text{ MPA} = 4,5 \text{ MPA}$$

$$0,26 \text{ MPA} \leq 4,5 \text{ MPA}$$

c'est vérifiée

### 6.11.6. dessin de ferrailage:

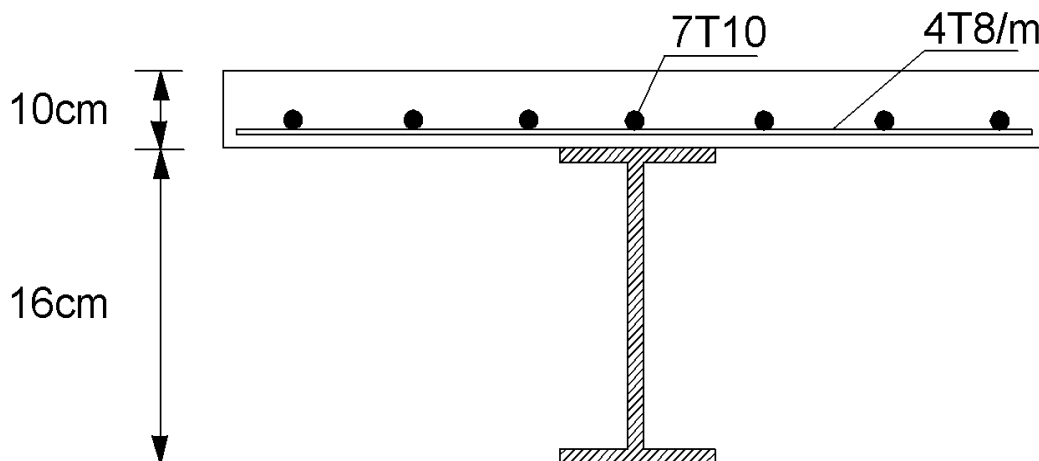


Figure VI.15: ferrailage de plancher mixte

## 7.CALCUL DES ELEMENTES STRUCTURELS

### 7.1.INTRODUCTION:

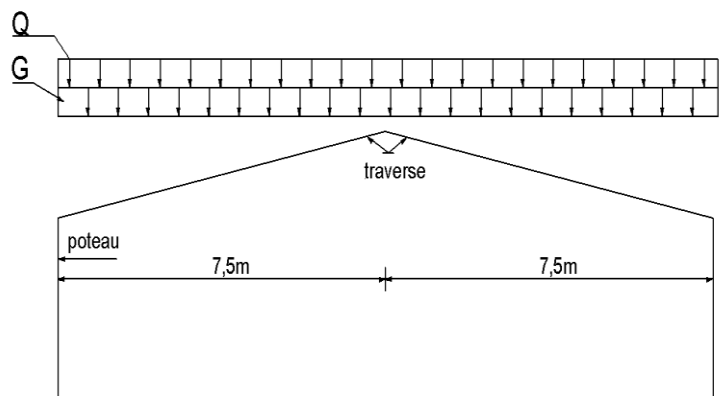
les portique constitues de poteau et traverses sont généralement les plus utilises de nos jours pour des raisons de simplicité en comparaison avec les portique (poteau- fermes) .leur utilisations sont par contre limitées a cause de leurs portes .( $l \leq 40m$ ).pour les portiques de longues portées ,il est préférable pour des raisons économiques d'opter pour des poutres a taillis (ferme).les profiles en I ou en H sont les plus utilises comme poteau de charpente métallique .les traverses sont généralement constituées de profiles lamines en I .

Les portiques en générale peuvent avoir une portée de 15a60m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30m sont généralement les plus économiques.

### 7.2. CALCUL DES TRAVERSESES :

Les traverses sont des poutres maitresses d'une toiture à deux versants ; elles sont constituées Généralement en profiles IPE ou HEA.

Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et a en caissier les Charges et sur charges exercer et les transmettes aux poteaux.



**Figure VII . 1:charge et surcharge de la poutre traverse**

#### 7.2.1. Évaluation des charges et surcharge pour un seul versant:

##### 7.2.1.1. Charges permanentes G :

- Couverture panneaux sandwichs..... 12,90 kg/m<sup>2</sup>
- Accessoire d'attache ..... 01,50 kg/m<sup>2</sup>



- Faut plafond en panneaux de paille compresse ..... 03,00 kg/m<sup>2</sup>

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times (l_{\text{traverse}}) + P_{\text{panne}}$$

$$G = (12,90 + 1,5 + 3) \times 6 + 15,8.6.9/0,95 = 1002,5 \text{ kg/m}$$

$$\underline{G = 1002,5 \text{ kg/m}}$$

**7.2.1.2. charges d entretien (d'exploitation) Q :**

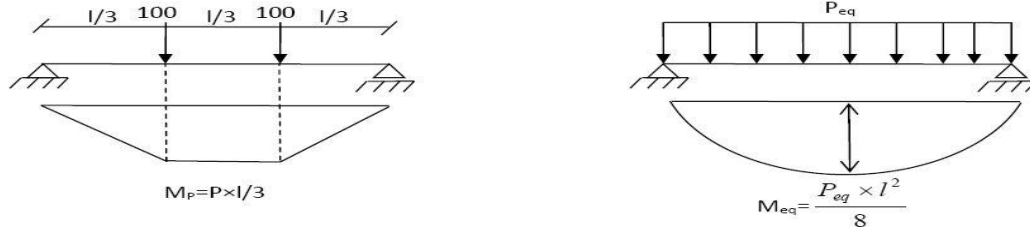


Figure VII . 2: équivalence de la charge d'entretien

$$M_{\text{max}} = M_P = M_{eq}$$

$$M_{\text{max}} = P \times \frac{l}{3} = \frac{P_{eq} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{7,64} = 34,90 \text{ Kg / m}$$

**7.2.1.3. les surcharges climatiques (neige):**

Surcharges de neige : N = 33,6 x 6 = 201,6 kg/ml

Combinaisons des charges les plus défavorables

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35.1002,5 + 1,5.(34,90 + 201,6) = 1708,12 \text{ kg/m}$$

$$Q_s = G + Q = 1002,5 + 34,90 + 201,6 = 1239 \text{ kg/m}$$

$$\alpha = 11,3^\circ ; \cos \alpha = 0,980 ; \sin \alpha = 0,195$$

Suivant l'axe x-x :

$$q_{u \text{ xx}} = q_u \cdot \sin \alpha = 1708,12 \cdot 0,195 = 333,08 \text{ kg/m}$$

$$q_{s \text{ xx}} = q_s \cdot \sin \alpha = 1239 \cdot 0,195 = 241,6 \text{ kg/m}$$

Suivant l'axe y-y :

$$q_{u \text{ yy}} = q_u \cdot \cos \alpha = 1708,12 \cdot 0,980 = 1673,95 \text{ kg/m}$$

$$q_{s \text{ yy}} = q_s \cdot \cos \alpha = 1239 \cdot 0,980 = 1214,22 \text{ kg/m}$$

**7.2.2. Vérification de flèche (ELS):**

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \geq f_{cal} = \frac{5Q_s l^4}{384.E.I}$$

$$I_{x_1} = 250 \cdot \frac{5.Q_y.l^3}{384.E} = \frac{250 \times 5 \times 16,74 \times (764)^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 11571,64 \text{ cm}^4$$

En prend IPE<sub>400</sub>

Dont les caractéristiques sont :

$$I_y = 23128,4\text{cm}^4 ; I_z = 1317,58\text{cm}^4 ; p_p = 66.3\text{kg/m} ; h=40\text{cm} ; b=18\text{cm}$$

$$W_{pl,y} = 1307,1\text{cm}^3 ; W_{pl,z} = 229\text{cm}^3 ; t_f = 1,35\text{cm} ; t_w = 0,86\text{cm}$$

Vérification de la flèche en tenant compte du poids propre du profile.

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{764}{250} = 3,05\text{cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5Q_s l^4}{384.E.I} = \frac{5.(16,74 + 0,98.0,663).765^4}{384.2,1.10^6} = 1,59\text{cm}$$

$$f_{cal} = 1,59\text{cm} \leq f_{adm} = 3,05\text{cm}$$

c'est vérifiée

### 7.2.3. Vérifications à la sécurité:

#### 7.2.3.1. Condition de la résistance (ELU)

$$M_{sd} = 93,71\text{kN.m (résultat robot)}$$

$$N_{sd} = 35,44\text{kN}$$

$$V_{z,sd} = 63,94\text{kn}$$

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

#### 7.2.3.2. Classe de section :

Classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} \leq 10\varepsilon ; t_f = e$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{18/2}{1,35} = 6,66 \leq 10\varepsilon = 10 \Rightarrow \text{classe 1}$$

Classe de l'âme (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \cdot f_y} = \frac{3544}{8,6.23,5} = 17,53\text{mm}$$

$$\alpha = \frac{1}{33,1} \left( \frac{33,1+17,5}{2} \right) = 0,52 \leq 1$$

Pour la section de classe 1:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon N_{sd}}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{33,1}{0,86} = 38,48 \leq \frac{396}{(13 \cdot 0,52 - 1)} = 68,75 \quad \Rightarrow (\text{âme de classe 1})$$

**⇒ La section en IPE400 est de classe 1**

### 7.2.3.3. Incidence de l'effort tranchant :

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

$$A_{vz} = 42,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{PLz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{42,7 \cdot (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = 52667,466 \text{ kg}$$

$$\frac{V_{z,sd}}{V_{PLz,Rd}} = \frac{63,94}{526,67} = 0,12 \leq 0,5$$

⇒ L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

### 7.2.3.4. Incidence de l'effort normale:

Si :  $N_{sd} \leq \text{MIN} (0,25N_{PL,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{M0})$  ⇒ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normale.

$$N_{sd} = 35,44 \text{ KN}$$

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84,5 \cdot 2350}{1,1} = 180522,72 \text{ kg}$$

$$0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \times 180522,72 = 45130,68 \text{ kg}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 84,5 - 2 \cdot 18 \cdot 1,35 = 35,9 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \times 35,9 \times 2350 / 1,1 = 38347,72 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow 35,44 \text{ KN} \leq 383,47 \text{ KN}$$

⇒ L'incidence de l'effort normale sur le moment résistant peut être négligée

### 7.2.4. Vérification au déversement:

Le déversement est le flambement latéral + rotation de la section transversale.

Semelle supérieure:

Semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. entre les points de maintiens latéraux.

#### 7.2.4.1.flexion compose avec risqué de flambement:

$$\frac{N_{Sd}}{X_{min} \cdot N_{PL.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1,0$$

#### 7.2.4.2.flexion compose avec risqué de déversement:

$$\frac{N_{Sd}}{X_z \cdot N_{PL.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{X_{LT} M_{ply.Rd}} \leq 1,0$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $X_{min}$

$$X_{min} = \text{Min}(X_y, X_z)$$

flambement par rapport à l'axe yy:

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad ; \quad \alpha_y = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} \quad ; \quad \beta_A = 1,0 \text{ pour la section de classe 1,2,3.}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \cdot \left[ \frac{21000}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{764}{16,55} = 46,16$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} = \frac{46,16}{93,9} = 0,49$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,49 - 0,2) + 0,49^2] = 0,65$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,65 + [0,65^2 - 0,49^2]^{0,5}} = 0,92$$

flambement par rapport à l'axe zz :

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad ; \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} \quad ; \quad \beta_A = 1,0 \text{ pour la section de classe 1,2,3.}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \cdot \left[ \frac{21000}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{95}{3,95} = 24,05$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} = \frac{24,05}{93,9} = 0,25$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,25 - 0,2) + 0,25^2] = 0,53$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,53 + [0,53^2 - 0,25^2]^{0,5}} = 1$$

$$X_{\min} = \text{Min}(X_y, X_z) = \text{Min}(0,92; 1) = 0,92$$

calcul du coefficient  $K$  : avec  $\beta_{My} = 1,3$

$\beta_{My}$  est le facteur de moment uniforme equivalent pour le flambement.

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y A f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,92 \cdot (2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{1307,1 - 1156,4}{1156,4} = -1,15$$

avec :  $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{-1,15 \cdot 3544}{0,92 \cdot 84,5 \cdot 2350} = 1,02 \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{\min} \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y,Sd} = \frac{Q_{zu} \cdot l^2}{8} = \frac{1708,12 \cdot 7,64^2}{8} = 12462,78 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307,10 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 27924,40 \text{ kg.m}$$

$$\frac{3544}{0,92.180522,72} + \frac{1,02.12462,78}{27924,40} = 0,47 \leq 1,0 \quad \text{vérifiée}$$

⇒ Pas de risqué de flambement

✓ calcul de l'élançement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,9$$

Pour les profils lamines en I ou H .

$$C1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{95/3,79}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{95/3,79}{40/1,35} \right]^2 \right]^{0,25}} = 23,35$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{23,35}{93,9} \right] \cdot 1 = 0,24$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad ; \quad \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,24 - 0,2) + 0,24^2] = 0,53$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,53 + [0,53^2 - 0,24^2]^{0,5}} = 0,99$$

Calcul du coefficient  $K_{LT}$  : avec  $\beta_{My} = 1,3$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z A f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \cdot 0,24 \cdot 1,3 - 0,15 = -0,10$$

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

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,10 \cdot 3544}{1,84 \cdot 5,2350} = 1 \quad \text{avec } k_{LT} \leq 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{X_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zu} \cdot l^2}{8} = \frac{1708,12 \cdot 7,64^2}{8} = 12462,78 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307,10 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 27924,40 \text{ kg.m}$$

$$\frac{3544}{1.180522,72} + \frac{1.12462,78}{0,99.27924,4} = 0,47 \leq 1,0 \quad \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas de risqué de déversement

Tout les conditions sont vérifiées ; on adopte le profile IPE 400 pour les traverses.

Résultat robot:

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
17 TRAVERSES	IPE 400	ACIER	17.80	81.61	0.71	5 V
18 TRAVERSES	IPE 400	ACIER	17.85	81.61	0.83	5 V
19 POUTRESETA	IPE 360	ACIER	100.30	396.02	0.48	5 V

Tableau VII.1:profile IPE400 pour traverse

### 7.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX:

#### 7.3.1. Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature ils sont soumis à la compression et éventuellement à la flexion selon le système statique adopté,

#### 7.3.2.Évaluation des charges et surcharge

##### 7.3.2.1.charges permanentes G<sub>1</sub> de toiture :

Surface d'influence : S<sub>1</sub> : 6.00x7.64=45.84m<sup>2</sup>

- Couverture panneaux sandwichs..... 12,90 kg/m<sup>2</sup>
- Accessoire d'attache .....01,50 kg/m<sup>2</sup>
- Faut plafond en panneaux de paille compresse ..... 03,00 kg/m<sup>2</sup>
- poids propre des pannes IPE<sub>160</sub> .....15,8 kg/m<sub>l</sub>
- poids propre de la poutre traverse IPE<sub>400</sub> .....66,3 kg/m<sub>l</sub>
- surcharge de neige .....33,6kg/m<sup>2</sup>
- surcharge de d'entretien.....100kg/m

$$G_1 = (P_{couverture} + P_{accessoire} + P_{fautplafond})S_1 + (P_{panne} \times n.l) + (P_{traverse})$$

$$G_1 = (12,90 + 1,5 + 3) \times 45,84 + (15,8 \times 9 \times 6) + (66,3 \times 7,64) = 2157,35 \text{ kg}$$

$$G_1 = 2157,35 \text{ kg}$$

##### 7.3.2.2.charges d'entretien (d'exploitation) Q<sub>1</sub>

$$Q_1 : q \times l + P_{neige} S_1 = 34,9 \times 7,64 + 33,6 \times 45,84 = 266,63 \text{ Kg}$$

$$Q_1 = 266,63 \text{ kg}$$

##### 7.3.2.3.charges permanentes G<sub>2</sub> de plancher :

Surface d influence :  $S_2 = 3,00 \times 2,5 = 7,5m^2$

- Poids de plancher..... $G_b=459kg/m^2$

- Poids de solive IPE<sub>160</sub>..... $G_b=15,8kg/m$

- Poids de poutre maitresse IPE<sub>270</sub>.....  $G_m=36,1kg/m$

- Poids de poutre secondaire IPE<sub>360</sub>..... $G_s=57,1kg/m$

- Poids de poutre mezzanines IPE<sub>360</sub>..... $G_{me}=57,1kg/m$

$$G_2 = (p_{\text{plancher}})S_2 + (P_{\text{solive}} \times n.l) + (nP_{\text{m\u00e9zanine}} + nP_{\text{secondaire}} + nP_{\text{maitresse}})$$

$$G_2 = (459 \times 7,5) + (15,8 \times 3 \times 3) + (36,1 \times 2,5) + (57,1 \times 5,5) = 3941,6 \text{ kN}$$

$$G_2 = 3941,6 \text{ kg}$$

**7.3.2.4.charges d'exploitation) Q2 :**

- Charges d exploitation ..... $q=2,5 KN / m^2$

$$Q_2 : q \times S_2 = 2,5 \times 7,5 = 1875 \text{ Kg}$$

$$Q_2 = 1875 \text{ kg}$$

**7.3.2.5.Surcharges climatique V:**

$$V_{\text{lon}} = 113,32 \text{ Kg/m}^2$$

$$V_{\text{pig}} = 75,519 \text{ Kg/m}^2$$

**7.3.2.6.D\u00e9termination de N<sub>max</sub> par la d\u00e9cente de charge:**

✓ A L'ELS :

$$N_{\text{max}} = (G_1 + G_2) + (Q_1 + Q_2) =$$

$$N_{\text{max}} = (2157,35 + 3941,6) + (266,63 + 1875) = 8240,58 \text{ Kg}$$

$$N_{\text{max}} = 8240,58 \text{ Kg}$$

✓ A L'ELU:

$$N_{\text{max}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot (2157,35 + 3941,6) + 1,5 \cdot (266,63 + 1875) = 11446,02 \text{ Kg}$$

$$N_{\text{max}} = 11446,02 \text{ Kg}$$

**7.3.3. Dimensionnement des poteaux :**

**7.3.3.1. V\u00e9rification de fl\u00e8che :**

La v\u00e9rification de la fl\u00e8che se fait sous la charge du vent (non pond\u00e9r\u00e9)

$$V_{\text{lon}} = 113,32 \cdot 6 = 679,92 \text{ kg/m}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{200} \geq f_{\text{cal}} = \frac{5V_n l^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$$

$l = 3.23 \text{ m}$  longueur des poteaux le plus charg\u00e9 du milieu

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V \times l^3}{E} = \frac{1000 \times 6,7992 \times (323)^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 284,12 \text{ cm}^4$$



Le vent n'a pas de grande effet sur le poteau dans notre cas, on va augmenter la section de profile et ça pour les autres vérifications.

On choisit la section du profilé avec  $I_y$  supérieur à la valeur trouvée.

Un profilé IPE<sub>450</sub>

Caractéristiques géométriques d'IPE450:

$$p = 77,6 \text{ kg/ml}; h=450\text{mm}; b=190\text{mm}; t_w=9,4\text{mm}; t_f=14,6 \text{ mm}; d=378,8\text{mm}$$

$$W_{ely} = 1499,7 \text{ cm}^3; W_{elz} = 176,35 \text{ cm}^3; W_{ply} = 1701,8 \text{ cm}^3; W_{plz} = 276,4 \text{ cm}^3; I_y = 33742,9 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1675,35 \text{ cm}^4; i_y = 18,48 \text{ cm}; i_z = 4,12 \text{ cm}; A_{vz} = 50,8 \text{ cm}^2; A = 98,8 \text{ cm}^2$$

### 7.3.3.2. Vérification de la section à la résistance :

$$M_{sd} = 93,71 \text{ KN.m (résultat robot)}$$

$$M_{y.Sd} \leq M_{ply.Rd}$$

$M_{c.Rd}$  est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1701,8 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 36356,63 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd} = 93,71 \text{ KN.m} \leq M_{ply.Rd} = 363,56 \text{ kN.m} \quad \text{c'est vérifiée}$$

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

### 7.3.3.3. Classe de section :

Classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad ; \quad t_f = e$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{19/2}{1,46} = 6,5 \leq 10\varepsilon = 10 \Rightarrow \text{classe 1}$$

Classe de l'âme (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \cdot f_y} = \frac{11446,02}{9,4 \cdot 23,5} = 51,81 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{1}{37,88} \left( \frac{37,88 + 51,81}{2} \right) = 0,56 \leq 1$$

Pour la section de classe 1:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\epsilon}{(13\alpha-1)}$$

$$\frac{37,88}{0,94} = 40,93 \leq \frac{396}{(13 \cdot 0,56-1)} = 63,05 \quad \Rightarrow (\text{âme de classe 1})$$

**⇒ La section en IPE450 est de classe 1**

### 7.3.4. Incidence de l'effort tranchant :

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

$$Q_{zu,sd} = 1,5W \cdot l = 1,5 \times 679,92 = 1019,88 \text{ kg/m}$$

$$V_{z,Sd} = \frac{Q_{zu,Sd} \cdot L}{2} = \frac{1019,88 \cdot 3,23}{2} = 1647,10 \text{ kg}$$

$$A_{vz} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

$$A_{vz} = 50,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{PLz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{50,80 \cdot (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = 62658,25 \text{ kg}$$

$$\frac{V_{z,Sd}}{V_{PLz,Rd}} = \frac{1647,10}{62658,25} = 0,02 \leq 0,5 \quad \text{c'est vérifiée}$$

⇒ L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

### 7.3.5. Incidence de l'effort normale:

Si :  $N_{sd} \leq \text{MIN} (0,25N_{PL,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{M0})$  ⇒ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normale.

$$N_{sd} = 11446,02 \text{ Kg}$$

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98,8 \cdot 2350}{1,1} = 211072,72 \text{ kg}$$

$$0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \times 211072,72 = 52768,18 \text{ kg}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 98,8 - 2 \cdot 19 \cdot 1,46 = 43,32 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \times 98,8 \times 2350 / 1,1 = 105536,36 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow 11446,02 \text{ kg} \leq 105536,36 \text{ kg}$$

c'est vérifiée

⇒ L'incidence de l'effort normale sur le moment résistant peut être négligée

### 7.3.6. Vérification de l'élément aux instabilités :

Le poteau travail à la flexion compose.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes:

#### 7.3.6.1. flexion compose avec risqué de flambement:

$$\frac{N_{Sd}}{X_{min} \cdot N_{PL.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1,0$$

#### 7.3.6.2. flexion compose avec risqué de déversement:

$$\frac{N_{Sd}}{X_z \cdot N_{PL.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{X_{LT} M_{ply.Rd}} \leq 1,0$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $X_{min}$

$$X_{min} = \text{Min}(X_y, X_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort yy :

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + \left[ \varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \quad ; \quad \alpha_y = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} \quad ; \quad \beta_A = 1,0 \text{ pour la section de classe 1,2,3.}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \cdot \left[ \frac{21000}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$\alpha$  : facteur d imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5 .1 de l Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{323}{18,48} = 17,47$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} = \frac{17,47}{93,9} = 0,18$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,18 - 0,2) + 0,18^2] = 0,51$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,51 + [0,51^2 - 0,18^2]^{0,5}} = 1,01$$

flambement par rapport à l'axe zz :

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad ; \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} \quad ; \quad \beta_A = 1,0 \text{ pour les sections de classe 1,2,3.}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \cdot \left[ \frac{21000}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{323}{4,12} = 78,39$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} = \frac{78,39}{93,9} = 0,83$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,83 - 0,2) + 0,83^2] = 0,95$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,95 + [0,95^2 - 0,83^2]^{0,5}} = 0,70$$

$$X_{\min} = \text{Min}(X_y, X_z) = \text{Min}(1,01; 0,70) = 0,70$$

Calcul du coefficient  $K$  : avec  $\beta_{My} = 1,3$

$\beta_{My}$  est le facteur de moment uniforme equivalent pour le flambement.

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y A f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1,01 \cdot (2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{1701,8 - 1499,7}{1499,7} = -1,28$$

avec :  $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{-1,28 \times 11446,02}{1,01 \cdot 98,8 \cdot 2350} = 1,06 \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y,sd} = 9371 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1701,8 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 36356,63 \text{ kg.m}$$

$$\frac{11446,02}{0,7211072,72} + \frac{1,06 \cdot 9371}{36356,63} = 0,34 \leq 1,0 \quad \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas de risqué de flambement

✓ Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,9$$

Pour les profils lamines en I ou H.

$$C1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{323/4,12}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{323/4,12}{45/1,46} \right]^2 \right]^{0,25}} = 68,69$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{68,69}{93,9} \right] \cdot 1 = 0,73$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad ; \quad \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,73 - 0,2) + 0,73^2] = 0,82$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,82 + [0,82^2 - 0,73^2]^{0,5}} = 0,83$$

Calcul du coefficient  $K_{LT}$ : avec  $\beta_{My} = 1,3$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z A f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \cdot 0,83 \cdot 1,3 - 0,15 = 0,01$$

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

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,01 \cdot 11446,02}{0,70 \cdot 98,8 \cdot 2350} = 1 \quad \text{avec } k_{LT} \leq 1,5$$

$$\frac{N_{Sd}}{X_z \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{X_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y,sd} = 9314 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1701,8 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 36356,63 \text{ kg.m}$$

$$\frac{11446,02}{0,771354,54} + \frac{1,9371}{0,8336356,63} = 0,53 \leq 1,0 \quad \text{c'est verifiée}$$

⇒ Pas de risqué de déversement

✓ **conclusion:**

Tout les conditions sont vérifiées ; on adopte le profile IPE450 comme poteau

✓ **Résultat robot:**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
15 Poteau_15	☑ IPE 450	ACIER	37.34	167.55	0.45	5 V
16 Poteau_16	☑ IPE 450	ACIER	37.34	167.55	0.33	5 V
17 TRAVERSES	☑ IPE 400	ACIER	17.80	81.61	0.71	5 V

Tableau VII.2:profile IPE450 pour poteau

**7.4. CALCUL DES DEMI-POTEAUX (INTÉRIEUR) :**

**7.4.1. Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux de l’ossature ils sont soumise à la compression et éventuellement à la flexion selon le système statique adopté,

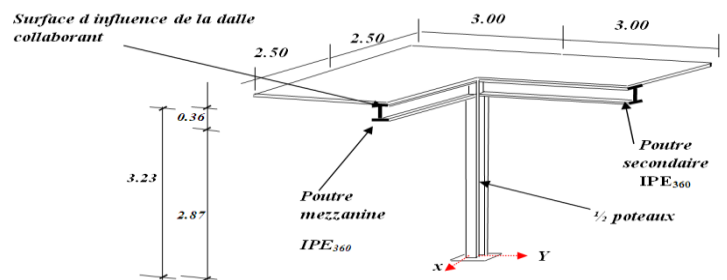


Figure VII . 3 : schéma perspective de demi-poteaux le plus sollicité

**7.4.2. Évaluation des charges et surcharge:**

**7.4.2.1. charges permanentes G :**

- Poids de plancher..... $G_b=4,59 \text{ KN/m}^2$
- Poids de solive IPE<sub>160</sub>..... $G_b=0,158 \text{ KN/m}$
- Poids de poutre maitresse IPE<sub>270</sub>..... $G_m=0,361 \text{ KN/m}$
- Poids de poutre secondaire IPE<sub>360</sub>..... $G_s=0,571 \text{ KN/m}$
- Poids de poutre mezzanines IPE<sub>360</sub>..... $G_{m\acute{e}}=0,571 \text{ KN/m}$

**7.4.2.2. surcharges Q :**

- Charges d'exploitation ..... $Q=2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

**7.4.2.3. Détermination de  $N_{\max}$  par la décente des charges:**

S : surface d' influences de la dalle

$$S = (2,5 \times 3) \times 3 = 22,50 \text{m}^2$$

**7.4.2.3.1. charge permanente G :**

$$G = (G_b \times S) + (G_{\text{IPE160}} \times 3) + (G_{\text{IPE270}} \times 7,5) + (G_{\text{IPE360}} \times 6) + (G_{\text{IPE360}} \times 5)$$

$$G = (4,59 \times 22,50) + (0,158 \times 3) + (0,361 \times 7,5) + (0,571 \times 6) + (0,571 \times 5) = 115,10 \text{KN}$$

$$G = 115,10 \text{KN}$$

**7.4.2.3.2. Charges d'exploitation Q :**

$$Q = q \times s = 2,5 \times 22,50 = 56,25 \text{KN}$$

✓ **A L'ELU:**

$$N_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 115,10 + 1,5 \times 56,25 = 239,76 \text{KN}$$

$$N_{\max} = 239,76 \text{KN}$$

✓ **À L'ELS:**

$$N_{\max} = G + Q = 115,10 + 56,25 = 171,35 \text{KN}$$

On propose un profilé IPE<sub>400</sub>

Caractéristiques géométriques d'IPE400:

$$p = 66, \text{kg/ml} ; h = 400 \text{mm} ; b = 180 \text{mm} ; t_w = 8,6 \text{mm} ; t_f = 13,5 \text{mm} ; d = 331 \text{mm}$$

$$W_{ely} = 1156,4 \text{cm}^3 ; W_{elz} = 146,40 \text{cm}^3 ; W_{ply} = 1307,1 \text{cm}^3 ; W_{plz} = 229 \text{cm}^3 ; I_y = 23128,4 \text{cm}^4$$

$$I_z = 1317,58 \text{cm}^4 ; i_y = 16,55 \text{cm} ; i_z = 3,95 \text{cm} ; A_{vz} = 42,7 \text{cm}^2 ; A = 84,5 \text{cm}^2$$

**7.4.3. Vérification de la section à la résistance :**

$$M_{sd} = 36,42 \text{KN.m (résultat robot)}$$

$$M_{y.Sd} \leq M_{ply.Rd}$$

$M_{c.Rd}$  est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307,10 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 27924,40 \text{kg.m}$$

$$M_{sd} = 36,42 \text{KN.m} \leq M_{ply.Rd} = 363,56 \text{kN.m} \quad \text{c'est vérifiée}$$

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

**7.4.4. Classe de section :**

Classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad ; \quad t_f = e$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{18/2}{1,35} = 6,66 \leq 10\varepsilon = 10 \Rightarrow \text{classe 1}$$

Classe de l'âme (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \cdot f_y} = \frac{23976}{8,6 \cdot 235} = 118,63 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{1}{33,1} \left( \frac{33,1+11,86}{2} \right) = 0,32 \leq 1$$

Pour les sections de classe 1:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)}$$

$$\frac{33,1}{0,86} = 38,48 \leq \frac{396}{(13 \cdot 0,32 - 1)} = 125,31 \Rightarrow (\text{âme de classe 1})$$

**⇒ La section en IPE400 est de classe 1.**

#### 7.4.5. Incidence de l'effort normale:

Si :  $N_{sd} \leq \text{MIN} (0,25N_{PL,Rd} , 0,5A_w f_y / \gamma_{M0} ) \Rightarrow$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normale.

$$N_{sd} = 239,76 \text{ kN}$$

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84,5 \cdot 2350}{1,1} = 180522,72 \text{ kg}$$

$$0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \times 180522,72 = 45130,68 \text{ kg}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 84,5 - 2 \cdot 18 \cdot 1,35 = 35,9 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \times 35,9 \times 2350 / 1,1 = 38347,72 \text{ kg}$$



$$\Rightarrow 239,76\text{kg} \leq 383,47\text{kg}$$

$\Rightarrow$  L'incidence de l'effort normale sur le moment résistant peut être négligée

#### 7.4.6. Vérification de l'élément aux instabilités :

##### 7.4.6.1. Vérification au déversement:

Le déversement est le flambement latéral + rotation de la section transversale.

Le poteau travail à la flexion compose.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes:

##### 7.4.6.1.1. flexion compose avec risqué de flambement:

$$\frac{N_{Sd}}{X_{min} \cdot N_{PL.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1,0$$

##### 7.4.6.1.2. flexion compose avec risqué de déversement:

$$\frac{N_{Sd}}{X_z \cdot N_{PL.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{X_{LT} M_{ply.Rd}} \leq 1,0$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $X_{min}$

$$X_{min} = \text{Min}(X_y, X_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort yy :

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + \left[ \varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \quad ; \quad \alpha_y = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} \quad ; \quad \beta_A = 1,0 \text{ pour les sections de classe 1,2,3.}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \cdot \left[ \frac{21000}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{287}{16,55} = 17,34$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} = \frac{17,34}{93,9} = 0,18$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,18 - 0,2) + 0,18^2] = 0,51$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,51 + [0,51^2 - 0,18^2]^{0,5}} = 1,01$$

Flambement par rapport à l'axe  $zz$  :

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad ; \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} \quad ; \quad \beta_A = 1,0 \text{ pour les sections de classe 1,2,3.}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \cdot \left[ \frac{21000}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{287}{3,95} = 72,65$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} = \frac{72,65}{93,9} = 0,77$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,77 - 0,2) + 0,77^2] = 0,89$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,89 + [0,89^2 - 0,77^2]^{0,5}} = 0,74$$

$$X_{\min} = \text{Min}(X_y, X_z) = \text{Min}(1,01; 0,74) = 0,74$$

Calcul du coefficient  $K$  : avec  $\beta_{My} = 1,3$

$\beta_{My}$  est le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_Y A f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1,01 \cdot (2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{1307,1 - 1156,4}{1156,4} = -1,28$$

avec :  $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{-1,28 \times 23976}{1,01.84,5.2350} = 1,15 \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min.N_{PLRd}}} + \frac{K_y.M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y.sd} = 3642 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307,1.2350.10^{-2}}{1,1} = 27924,40 \text{ kg.m}$$

$$\frac{23976}{0,74.180522,72} + \frac{1,15.3642}{27924,40} = 0,33 \leq 1,0 \quad \text{c'est verifiée}$$

⇒ Pas de risqué de flambement

✓ **Calcul de l'élançement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$ :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,9$$

Pour les profils lamines en I ou H.

$$C1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{287/3,95}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{287/3,95}{40/1,35} \right]^2 \right]^{0,25}} = 63,94$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{63,94}{93,9} \right] \cdot 1 = 0,68$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad ; \quad \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,68 - 0,2) + 0,68^2] = 0,78$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,78 + [0,78^2 - 0,68^2]^{0,5}} = 0,86$$

Calcul du coefficient  $K_{LT}$  : avec  $\beta_{My} = 1,3$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_Z A f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \cdot 0,86 \cdot 1,3 - 0,15 = 0,01$$

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

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,01 \times 23976}{0,74 \cdot 84,5 \cdot 2350} = 0,99 \quad \text{avec } k_{LT} \leq 1,5$$

$$\frac{N_{Sd}}{X_z \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{X_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y,sd} = 3642 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307,1 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 27924,40 \text{ kg.m}$$

$$\frac{23976}{0,74 \cdot 180522,72} + \frac{0,99 \cdot 3642}{0,86 \cdot 27924,40} = 0,32 \leq 1,0 \quad \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas de risqué de déversement

✓ **Conclusion:**

Tout les conditions sont vérifiées ; on adopte le profile IPE400 comme demi-poteau

✓ **resultat robot:**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
737 demi poteau_	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 400	ACIER	19.52	81.77	0.26	2 G
738 demi poteau_	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 400	ACIER	19.52	81.77	0.26	2 G
741 demi poteau_	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 400	ACIER	19.52	81.77	0.26	2 G

Tableau VII.3:profile IPE400 pour le demi-poteau

## **8.SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT**

### **8.1. INTRODUCTION :**

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposent à l'action des forces horizontales : vent, effets de séisme, chocs etc...

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutre au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontales appliqués tant sur les pignons que sur les Long pans.

### **8.2. RÔLE DES SYSTÈMES DE CONTREVENTEMENT :**

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

-Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou Horizontales causés par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...

-Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.

- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.

- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

### **8.3.DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS**

#### **8.3.1. Contreventement de toiture (poutre au vent) :**

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

#### **✓ -remarque**

Dans les bâtiments de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

#### **8.3.2. Contreventement de façades:(palée de stabilité):**

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

### **8.4. CALCUL DE LA POUTRE AU VENT EN LONG PAN :**

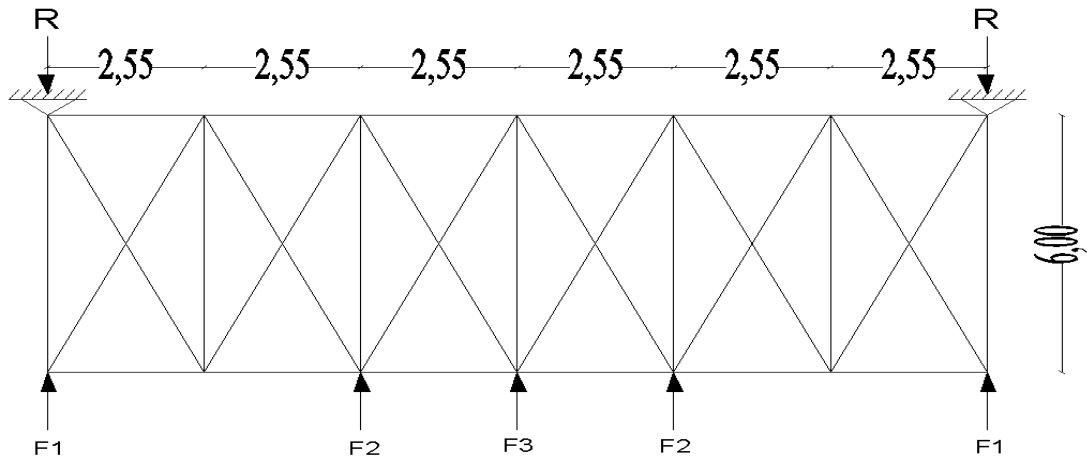
Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des poteaux auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

✓ **Remarque :**

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des Efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.

Le calcul est ramène a un système isostatique, et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections :

✓ évaluation des efforts horizontaux:



**Figure VIII.1: Schéma statique de la poutre au vent**

$$F_1 = \left( V \cdot \frac{h_1}{2} \cdot \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} \quad ; \quad F_2 = \left( V \cdot \frac{h_2}{2} \cdot \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} \quad ; \quad F_3 = \left( V \cdot \frac{h_3}{2} \cdot \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

-D'après l'étude au vent :

$$\sum C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0,5 + 0,3 = 0,8$$

$$q_h = q_{ref} \cdot C_{ex} = 435 \cdot 1,929 = 83,91 \text{ kg/m}^2$$

$$C_d = 1$$

$$p_h = C_d \cdot q_h \cdot \sum C_r = 1 \cdot 83,91 \cdot 0,8 = 67,12 \text{ kg/m}^2$$

$$V = p_h = 67,12 \text{ kg/m}^2$$

-Calcul d'entrainement  $F_e$  :

$$F_e = F_{fr} = \sum (q_h \cdot C_{fr} \cdot S_{fr})$$

$$q_h = 83,91 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{fr} = 0,01 \text{ coefficient de frottement}$$

$$S_{fr} = (60 \cdot 2,7,65) \text{ m}^2 \text{ surface de frottement de la toiture}$$

$$F_e = 83,91 \cdot 0,01 \cdot (60 \cdot 2,7,65) = 770,29 \text{ kg}$$

-Évaluation des efforts horizontaux :

$$F_1 = \left( 67,12 \cdot \frac{6,9}{2} \cdot \frac{15}{8} \right) + \frac{770,29}{8} = 530,46 \text{ kg}$$

$$F_1 = \left( 67,12 \cdot \frac{7,65}{2} \cdot \frac{15}{4} \right) + \frac{770,29}{4} = 1155,32 \text{ kg}$$

$$F_1 = \left( 67,12 \cdot \frac{8,4}{2} \cdot \frac{15}{4} \right) + \frac{770,29}{4} = 1249,71 \text{ kg}$$

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

avec :

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2.530,46 + 2.1155,32 + 1249,71}{2} = 2310,63 \text{ kg}$$

$$\tan\theta = \frac{2,55}{6} = 0,425 \Rightarrow \theta = 23,02$$

$$\text{D'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{2310,63 - 530,46}{\cos 23,02} = 1934,19 \text{ kg}$$

$$N_{sd} = 1,5 \cdot 1934,19 = 2901,28 \text{ kg}$$

### 8.5. SECTION DE LA DIAGONALE:

#### 8.5.1. Calcul de la section de la section brute A:

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2901,28 \cdot 1,1}{23,5} = 135,80 \text{ mm}^2 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on adopte pour une cornière doublée de (60.60.7) avec deux boulons de 14mm et trous de 15mm.

Soit 2L60.60.7 (A=15,96cm<sup>2</sup>).

Section nette:  $A_{net} = 15,96 - 1,5 \cdot 0,72 = 13,86 \text{ cm}^2$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :  $\beta$  : est le coefficient minoreteur en fonction de l'entre axe des trous  $p_1$

Pour deux boulons et  $p_1 = 10 \text{ cm}$  on prend  $\beta = 0,7$

$f_u = 360 \text{ MPA}$ .

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,7 \cdot 13,86 \cdot 3600}{1,25} = 27941,76 \text{ kg}$$

$$N_{sd} = 2901,28 \text{ kg} \leq N_{pl.Rd} = 27941,76 \text{ kg} \quad \text{est vérifiée}$$

#### 8.5.2. Calcul de la palée de stabilité en long pans :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

Par la méthode des coupures:

#### 8.5.3. Calcul de la section de cornière:

Effort de traction dans la diagonale tendue

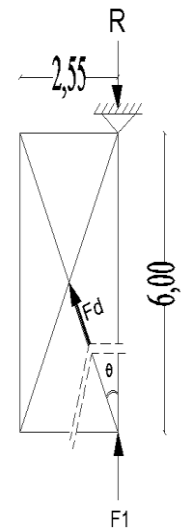


Figure VIII.4: Isolation du noeud 1.

$$N \cos\theta = R - F_1$$

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{1,03}{2} = 0,51 \Rightarrow \theta = 27,24$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{2310,63 - 530,46}{\cos 27,24} = 2002,22 \text{ kg}$$

$$N_{sd} = 1,5 \cdot 2002,22 = 3003,33 \text{ kg}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

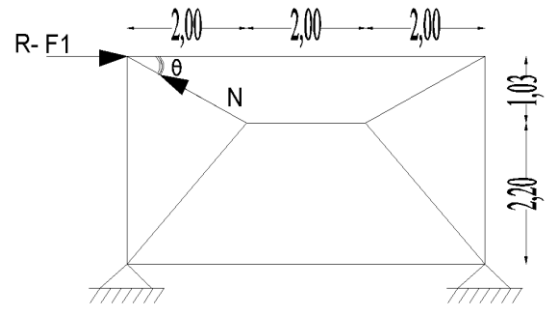


Figure VIII.3: Schéma statique de palée de stabilité

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{3003,33 \cdot 1,1}{23,5} = 140,58 \text{ mm}^2 = 1,40 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière doublée de (60.60.7) avec un boulon de 14mm et trous de 15mm.

Soit 2L60.60.7 (A=15,96cm<sup>2</sup>).

Section nette: A<sub>net</sub>=15,96-1,5.0,7.2=13,86cm<sup>2</sup>

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ou : β: est le coefficient minoreteur en fonction de l'entre axe des trous p1

Pour deux boulons et p1=10cm en prend β=0,7

f<sub>u</sub>=360MPa.

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,7 \cdot 13,86 \cdot 3600}{1,25} = 27941,76 \text{ kg}$$

$$N_{sd} = 3003,33 \text{ kg} \leq N_{pl.Rd} = 27941,76 \text{ kg} \quad \text{est verifiée}$$

✓ **conclusion :**

- deux cornière de (60.60.7) avec boulon de 14mm et trous de 15 mm convient pour les barres de contreventement de la Poutre au vent.
- deux cornières de (60.60.7) avec boulon de 14 mm et trous de 15 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

✓ **Résultat robot:**

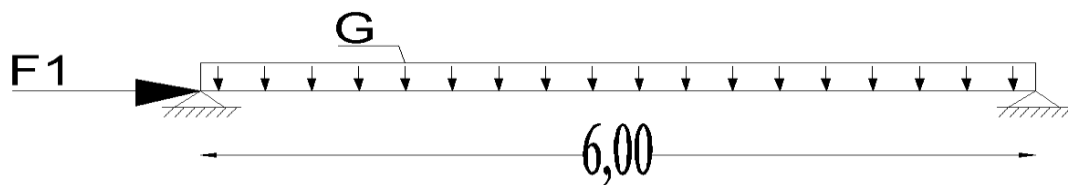
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
753 contrventem	2 CAE 60x7	ACIER	360.82	227.14	0.03	5 V
754 contrventem	2 CAE 60x7	ACIER	360.82	227.14	0.02	5 V
755 contrventem	2 CAE 60x7	ACIER	359.78	226.49	0.75	5 V

Tableau VIII.1:cornier60x60x7 pour le système de contreventement

**8. 6.CALCUL DE LA POUTRE SABLIERE :**

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement horizontale, donc elle Est soumise à un effort horizontal et son propre poids, d'où la vérification va se faire en Flexion composée.





**Figure VIII.4: Schéma statique de la poutre sablière**

La poutre sablière est sous l'effet de son poids propre et de l'effort horizontal du vent  $F_1$ .

On propose comme profile IPE 240  $G=30,7\text{kg}$  ,  $F_1=f_1=530,46\text{kg}$

### 8.6.1.Vérification à l'ELS (flèche):

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :

$$F \leq F_{adm} \quad \Rightarrow \quad f = \frac{5.qs \cdot L^4}{384.E.I_x} \leq \frac{L}{200}$$

Caractéristiques géométrique de IPE 240 :

$$I_x=3891,6\text{cm}^4; I_y=283,58 \text{ , } W_{el.y}=324,3 \text{ cm}^3 \quad , \quad W_{el.z}=47,26 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.y}=366,6 \text{ cm}^3 \quad , \quad W_{pl.z}=73,9 \text{ cm}^3 \quad , \quad A=39,1\text{cm}^2$$

$$t_f=9,8\text{mm} \quad , \quad b=120\text{mm} \quad , \quad t_w=6,2\text{mm} \quad , \quad d=190,4\text{mm} \quad , \quad i_z=2,69\text{cm} \quad , \quad i_y=9,97\text{cm}$$

$$f_y = \frac{5.qs \cdot L^4}{384.E.I_x} \leq \frac{L}{200} \quad ; \quad \frac{5.0,307 \cdot 600^4 \cdot 10^{-2}}{384.2,1 \cdot 10^4 \cdot 869} \leq \frac{600}{200}$$

$$0,07\text{cm} \leq 3\text{cm} \quad \text{C'est vérifié}$$

### 8.6.2. verification conditions de résistance:

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366,6 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 7831,90\text{kg.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{w_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{73,9 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 1578,77\text{kg.m}$$

### 8.6.3.Incidence de l'effort normale:

Si  $N_{sd} \leq \min(0,25N_{PL.Rd} , 0,5A_w f_y / \gamma_{M0}) \Rightarrow$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normale.

$$N_{PL.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39,1 \cdot 2350}{1,1} = 83531,81\text{kg}$$

$$0,25N_{pl.Rd}=0,25 \times 83531,81=20882,95\text{kg}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 39,1 - 2 \cdot 12 \cdot 0,98=15,58\text{cm}^2$$

$$0,5A_w f_y / \gamma_{M0}=0,5 \times 15,58 \times 2350 / 1,1=16742,27\text{kg}$$

$$N_{sd} = 1,35 \cdot 530,46 = 716,12\text{kg}$$

$$\Rightarrow 716,12\text{kg} \leq \min(20882,95 ; 16742,27) = 16742,27\text{kg}$$

### 8.6.4.Classe de la section:

- classe de la semelle :(semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{z} \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{12/2}{0,98} = 6,12 \leq 10\varepsilon = 10 \Rightarrow \text{classe 1}$$

Classe de l'âme (âme comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

$$\frac{19,04}{0,62} = 30,70 \leq 33 \Rightarrow \text{classe 1}$$

$\Rightarrow$  la section est de Classe 1

### 8.6.5. Vérification de l'élément aux instabilités :

#### 8.6.5.1. flexion compose avec risqué de flambement:

$$\frac{N_{Sd}}{X_{min} \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

#### 8.6.5.2. flexion compose avec risqué de déversement:

$$\frac{N_{Sd}}{X_z \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{X_{LT} M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $\mathcal{X}_{min}$

$$\mathcal{X}_{min} = \text{Min}(\mathcal{X}_y, \mathcal{X}_z)$$

Flambement par rapport à l'axe yy (dans le plan du portique):

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad ; \quad \alpha_y = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} \quad ; \quad \beta_A = 1,0 \text{ pour la section de classe 1, 2, 3.}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \cdot \left[ \frac{21000}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{i_y}{i_{y,600}} = 60,18$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} = \frac{60,18}{93,9} = 0,64$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 0,75$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,75 + [0,75^2 - 0,64^2]^{0,5}} = 0,87$$

Flambement par rapport à l'axe zz (hors du plan du portique):

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad ; \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} \quad ; \quad \beta_A = 1,0 \text{ pour la section de classe 1,2, 3.}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \cdot \left[ \frac{21000}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{2,69} = 223,04$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5} = \frac{223,04}{93,9} = 2,37$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (2,37 - 0,2) + 2,37^2] = 3,67$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{3,67 + [3,67^2 - 2,37^2]^{0,5}} = 0,15$$

$$X_{\min} = \text{Min}(X_y, X_z) = \text{Min}(0,87; 0,15) = 0,15$$

Calcul du coefficient  $K$  : avec  $\beta_{My} = 1,3$

$\beta_{My}$  Est le facteur de moment uniforme equivalent pour le flambement.

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,64 \cdot (2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{366,6 - 324,3}{324,3} = -0,76$$

Avec :  $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{-0,76 \cdot 716,12}{0,87 \cdot 39,1 \cdot 2350} = 1 \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{\min} \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zu} \cdot l^2}{8} = \frac{30,1 \cdot 6^2}{8} = 138,15 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366,6 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 7831,90 \text{ kg.m}$$

$$\frac{716,12}{0,15 \cdot 83531,81} + \frac{1 \cdot 138,15}{7831,90} = 0,07 \leq 1,0 \quad \text{vérifiée}$$

⇒ Pas de risqué de flambement

✓ Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,9$$

Pour les profils lamines en I ou H .

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie  $C_1=1,132$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/2,69}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{600/2,69}{24/0,98} \right]^2 \right]^{0,25}} = 139,17$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{139,17}{93,9} \right] \cdot 1 = 1,48$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad ; \quad \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,48 - 0,2) + 1,48^2] = 1,72$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,72 + [1,72^2 - 1,48^2]^{0,5}} = 0,38$$

Calcul du coefficient  $K_{LT}$  : avec  $\beta_{My}=1,3$

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

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \cdot 2,37 \cdot 1,3 - 0,15 = 0,31$$

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

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,31 \times 716,12}{0,15 \cdot 39,12350} = 0,01 \quad \text{avec } k_{LT} \leq 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{PL,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{X_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{zu} \cdot l^2}{8} = \frac{30,70 \cdot 6^2}{8} = 135,45 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366,6 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 7831,90 \text{ kg.m}$$

$$\frac{716,12}{0,15 \cdot 83531,81} + \frac{0,01 \cdot 135,45}{0,38 \cdot 7831,90} = 0,05 \leq 1,0 \quad \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de déversement

✓ **conclusion:**

Tout les conditions sont vérifiées ; on adopte le profil IPE 240 pour les poutres sablier.

✓ **Résultat robot:**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
315 poutresablier	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER	10.03	37.14	0.05	5 V
317 poutresablier	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER	10.03	37.14	0.24	5 V
318 poutresablier	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER	10.03	37.14	0.22	5 V
319 poutresablier	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	ACIER	10.03	37.14	0.24	5 V

Tableau VIII.2: profil IPE240 pour La poutre sablière

## 9.CALCUL DES ASSEMBLAGES

### 9.1. INTRODUCTION :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les Composants.

### 9.2. TYPE DES ASSEMBLAGES:

Les principaux modes d'assemblages sont :

#### 9.2.1. Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, Pour notre cas on a utilisé le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige fileté, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

#### 9.2.2. Le soudage:

Les assemblages En charpente soudée sont plus rigides, cela à pour effet d'un Encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme Oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages Qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à Assembler.

### 9.3.TYPE BOULONNAGE:

On distingue deux types

- ✓ **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- ✓ **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

### 9.4. COEFFICIENT PARTIAL DE SECURITIES: (CM97.6.1.2)

- Résistance des boulons autre qu'a la traction :  $\gamma_{Mb} = 1,25$
- Résistance des boulons à la traction :  $\gamma_{Mb} = 1,50$

### 9.5. COEFFICIENT DE FROTTEMENT : (CM97.6.5.6.3 (1))

Un bon assemblage par boulons ordinaire pour pannes et système de contre ventement,

et un bon assemblage par boulons HR pour les autres assemblages qui exige que des précautions élémentaires soient Prises, notamment :

- Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela Nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer Toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

### 9.6. ASSEMBLAGE POTEAU \_ TRAVERSE :

- l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine soudée à la traverse et boulonnée au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

Poteau IPE450

Traverse: IPE400

Combinaison ELU:

$T = 41,34\text{KN}$

$M = 93,71\text{KN.m}$

$N = 41,89\text{ KN}$

#### 9.6.1. Condition de résistance des boulons :

##### 9.6.1.1. Distance entre axe des boulons :

✓ **Entre axe des boulons :** (Ec3)

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad ; \quad p_1 \geq 2,2d_0$$

$$e_2 \geq 1,5d_0 \quad ; \quad p_2 \geq 3d_0$$

avec:

$d_0$ : diamètre du trou

$d_0 = d + 2\text{mm}$  pour les boulons  $\Phi 16$  à  $\Phi 24$  (notre cas)

$$d_0 = 18 + 2 = 20\text{ mm}$$

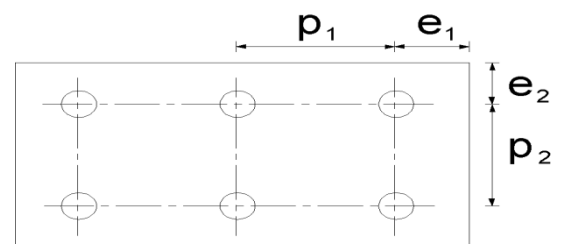
$$e_1 \geq 1,2 \cdot 20 = 2,4\text{cm} \quad ; \quad p_1 \geq 2,2 \cdot 20 = 4,4\text{ cm}$$

$$e_2 \geq 1,5 \cdot 20 = 3\text{ cm} \quad ; \quad p_2 \geq 3 \cdot 20 = 6\text{cm}$$

On adopte:

$$e_1 = 3,5\text{cm} \quad , \quad e_2 = 8\text{cm}$$

$$p_1 = 8\text{cm} \quad , \quad p_2 = 11\text{cm}$$



**Figure IX.1: disposition constructive des boulons**

**9.6.2.Détermination des efforts dans les boulons :**

Repère	appellation	$\sigma_r=f_u$ DaN/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{eb}=f_y$ DaN/mm <sup>2</sup>	diamètre (d)(mm)	PAS (P)(mm)	sur plat (s)(mm)	Sur angle (e) (mm)	hauteur (m)(mm)	Section du noyau (mm <sup>2</sup> )
HR2	<b>HR8.8</b>	80	64	M18	2,5	27	29,56	11,5	192
OR	<b>OR4.6</b>	40	24	M14	2	21	22,78	8,8	115

**Tableau IX.1: caractéristique boulon HR et OR**

$d_1 = 19\text{cm} , d_2 = 30\text{cm} , d_3 = 50\text{cm} , d_4 = 61\text{cm} , d_5 = 72\text{cm}$

$\Sigma d^2 = (0,19)^2 + (0,30)^2 + (0,50)^2 + (0,61)^2 + (0,72)^2 = 1,26\text{m}^2$

$$N_{sd} \leq F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (\text{CM97.6.5.5. 6})$$

avec:

$\gamma_{M2} = \gamma_{Mb}$

$N_{sd}$  : effort de traction sur un boulon

$F_{t.Rd}$ : effort admissible en traction d'un boulon

$A_s$ : Section de boulon

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 80 \cdot 192}{1,25} = 11059,2\text{kg} = 110,59\text{kN}$$

$$N_i = \frac{M_{sd}}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 \frac{93,71 \cdot 0,19}{1,26} = 14,13\text{kN} \quad , \quad N_2 \frac{93,71 \cdot 0,3}{1,26} = 22,31\text{kN}$$

$$N_3 \frac{93,71 \cdot 0,5}{1,26} = 37,18\text{kN} \quad , \quad N_4 \frac{93,71 \cdot 0,61}{1,26} = 45,36\text{kN}$$

$$N_5 \frac{93,71 \cdot 0,72}{1,26} = 53,54\text{kg}$$

$N_1, N_2, N_3, N_4, N_5 \leq F_{t.Rd} \quad 110,59 \cdot 2 = 221,18\text{kN} \quad \text{C'est vérifiée}$

**9.6.3.Vérification a la résistance de l'assemblage :**

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

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} A_s = 0,7 \cdot 80 \cdot 192 = 10752\text{kg}$

$d_1$  : la distance la plus long par rapport au centre de rotation

n:nombre de boulons sur la ligne de  $d_1$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \cdot 10752 \cdot 1,26}{0,72} = 376,32\text{kN} \cdot \text{m}$$

$M_{Rd} = 376,32\text{kN} \cdot \text{m} \geq M_{sd} = 93,71 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{C'est vérifiée}$

**9.6.4.Vérification vis a vis l'effort de traction :**

$N_{sd} \leq T_{t.Rd}$

$$N_{sd} = N_{\text{par boulon}}$$

$$N_{\text{TOTAL}} = N = 41,89 \text{ KN}$$

$$N_{\text{par boulon}} = N/n = 41,89/10 = 4,189 \text{ KN}$$

$$N = 53,54/2 + 4,189 = 30,96 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 30,96 \text{ KN} \leq F_{t.Rd} = 110,59 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifiée}$$

### 9.6.5. Vérification vis à vis la pression diamétrale: (CM97.6.5.5.6)

$$F_{sd} \leq F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left( \frac{3,5}{3,2}; \frac{8}{3,2} - \frac{1}{4}; \frac{80}{36}; 1 \right) = \min(0,58; 1,08; 2,2,1) = 0,58$$

$$d = 20 \text{ mm}, t = \min(t_{f, \text{poteau}}, e_{\text{platine}}) = 14,6 \text{ mm}$$

$$F_{sd} = 41,34/10 = 4,134 \text{ KN}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,58 \cdot 36 \cdot 20 \cdot 14,6}{1,25} = 12193,92 \text{ kg}$$

$$F_{sd} = 4,134 \text{ KN} \leq F_{b.Rd} = 121,93 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifiée}$$

### 9.6.6. Vérification vis-à-vis cisaillement:

$$V_{sd} \leq F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_v = 0,6 : \text{ pour les classes de boulons : 4.6, 5.6, 8.8}$$

$$V_{sd} = 4,134 \text{ KN}$$

$$F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \cdot 192}{1,25} = 7372,8 \text{ kg}$$

$$V_{sd} = 4,134 \text{ KN} \leq F_{V.Rd} = 73,72 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifiée}$$

### 9.6.7. Vérification au glissement:

$$V_{sd} \leq F_{s.Rd}$$

$V_{sd}$  : effort tranchant sur boulon

$F_{s.Rd}$  : est la résistance au glissement d'un boulon

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd}$$

$F_{p.cd}$  : est la précontrainte de calcul.

$\mu$  : est le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface  $\mu = 0,5$

$m$  : nombre de surface de frottements

$K_s = 1$  pour les trous à tolérances normales

$$V_{sd} = 4,134 \text{ KN}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 80 \cdot 192 = 10752 \text{ kg}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 10752 = 4300,8 \text{ kg}$$



$$V_{sd}=4,134\text{KN} \leq 43\text{KN}$$

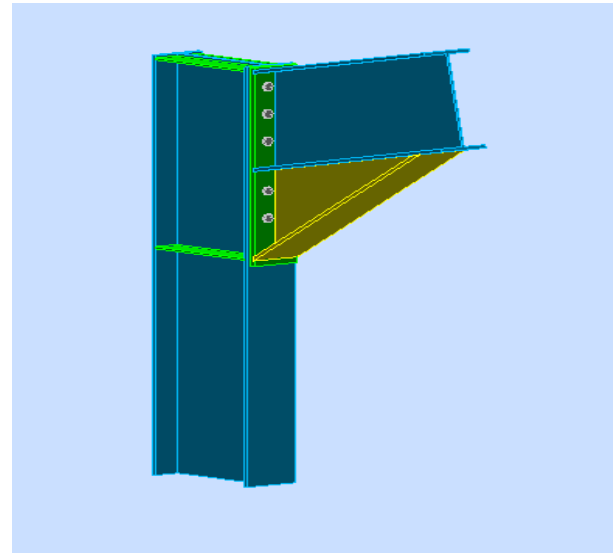
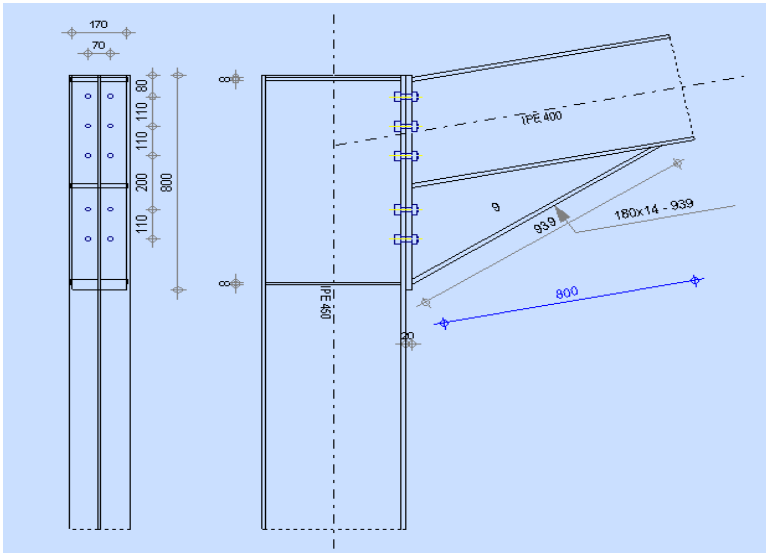
C'est vérifiée

**9.6.8.Vérification d'un assemblage sollicite simultanément au cisaillement et à la traction:**

$$\frac{V_{sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{N_{sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{4,134}{73,72} + \frac{30,96}{1,4 \cdot 110,59} = 0,25 \leq 1$$

C'est vérifiée



**Figure IX.2: assemblage poteau traverse**



Assemblage N° : 2

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Nœud de la structure : 103

Barres de la structure : 64, 67

**POTEAU**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF P 22-430	

**GENERAL**

Assemblage N° : 2

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure : 103

Barres de la structure : 64, 67

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé :	IPÉ 450	
Barre N° :	64	
$\alpha =$	-90,0	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	450	[mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	190	[mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9	[mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	15	[mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21	[mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	98,82	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	33742,90	[cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER	
$\sigma_{ec} =$	235,00	[MPa] Résistance

**POUTRE**

Profilé :	IPÉ 400	
Barre N° :	67	
$\alpha =$	11,3	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	400	[mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	180	[mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14	[mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128,40	[cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER	
$\sigma_{eb} =$	235,00	[MPa] Résistance

**BOULONS**

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 8.8 Classe du boulon  
 $F_b = 84,48$  [kN] Résistance du boulon à la rupture  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 80$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 110; 110; 200; 110$  [mm]

### **PLATINE**

$h_p = 800$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 170$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{ep} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **JARRET INFERIEUR**

$w_d = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 360$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 800$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha = 33,4$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{ebu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **RAIDISSEUR POTEAU**

#### **Supérieur**

$h_{su} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{esu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{esu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 7$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 10$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 7$  [mm] Soudure du raidisseur  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**EFFORTS**

Cas : 5: V  
 $M_y = -124,23$  [kN\*m] Moment fléchissant  
 $F_z = 65,68$  [kN] Effort tranchant  
 $F_x = 27,93$  [kN] Effort axial

**RESULTATS**

**DISTANCES DE CALCUL**

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intér ieurs							20	30						110	
2	Centr aux	21	31					9	30							155
3	Centr aux	21	31					9	30							155
4	Centr aux	21	31					9	30							110
5	Centr	21	31					9	30							110

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
	aux															

x = 63 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

**EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	593	86,54	0,00	547,00	87,34	84,48	> 55,48	100,00
2	483	92,39	156,63	257,56	149,21	84,48	> 45,71	100,00
3	283	92,39	156,63	257,56	149,21	84,48	> 27,94	100,00
4	173	86,54	111,16	182,79	139,86	84,48	> 18,17	100,00
5	63	86,54	111,16	182,79	139,86	84,48	> 8,40	100,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 55,48 < 84,48 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |361,19| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A_s} \leq \sigma_{red} \quad |293,69| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,53)$$

T<sub>1</sub> = 6,57 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T<sub>b</sub> = 68,57 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 6,57 < 68,57 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

**VERIFICATION DE LA POUTRE**

$F_{res} = 255,53$ [kN]	Effort de compression	$F_{res} = 2*\Sigma F_i - 2*N$
Compression réduite de la semelle		[9.2.2.2.2]
$N_{c adm} = 719,64$ [kN]	Résistance de la section de la poutre	$N_{c adm} = A_{bc}*\sigma_e + N*A_{bc}/A_b$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	$255,53 < 719,64$ <b>vérifié</b>	(0,36)

**VERIFICATION DU POTEAU**

Compression de l'âme du poteau		[9.2.2.2.2]
$F_{res} \leq F_{pot}$	$255,53 < 911,47$ <b>vérifié</b>	(0,28)
Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)		
$V_R = 561,58$ [kN]	Effort tranchant dans l'âme	$V_R = 0.47*A_v*\sigma_e$
$ F_{res}  \leq V_R$	$ 255,53  < 561,58$ <b>vérifié</b>	(0,46)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,66

**9.7. ASSEMBLAGE TRAVERSE \_ TRAVERSE:**

**Traverse (IPE400-IPE400) :**

- L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire de deux platine boulonnée .

$T = 23,59KN$

$M = 93,71KN.m$

$N = 41,89 KN$

**9.7.1. Condition de résistance des boulons :**

**9.7.1.1. Distance entre axe des boulons :**

✓ **Entre axe des boulons :** (Ec3)

$e_1 \geq 1,2d_0$  ;  $p_1 \geq 2,2d_0$

$e_2 \geq 1,5d_0$  ;  $p_2 \geq 3d_0$

avec:

$d_0$ : diamètre du trou

$d_0 = d + 2mm$  pour les boulons  $\Phi 16$  a  $\Phi 24$ (notre cas)

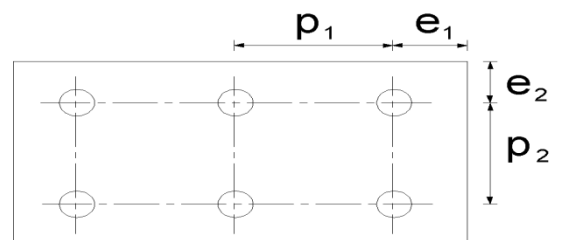
$d_0 = 18 + 2 = 20 mm$

$d_0 = 18 + 2 = 20 mm$

$e_1 \geq 1,2 * 20 = 2,4cm$  ;  $p_1 \geq 2,2 * 20 = 4,4 cm$

$e_2 \geq 1,5 * 20 = 3 cm$  ;  $p_2 \geq 3 * 20 = 6cm$

On adopte:



**Figure IX.3: disposition constructive des boulons(p.p)**

$$e_1=4,75\text{cm} \quad , \quad e_2=7,5\text{cm}$$

$$p_1=8,5\text{cm} \quad , \quad p_2=14\text{cm}$$

### 9.7.2.Détermination des efforts dans les boulons :

Les boulons sont tendus (HR8.8)

$$f_y=64 \text{ DaN/mm}^2$$

$$f_u=80 \text{ DaN/mm}^2$$

$$A_s=192\text{mm}^2$$

$$d_1 = 7,5\text{cm} \quad , \quad d_2 = 21,5\text{cm} \quad , \quad d_3 = 35,5\text{cm} \quad , \quad d_4 = 48,5\text{cm} \quad , \quad d_5 = 62,5\text{cm}$$

$$\Sigma d^2 = (0,075)^2 + (0,215)^2 + (0,355)^2 + (0,485)^2 + (0,625)^2 = 0,80\text{m}^2$$

$$N_{sd} \leq N_{t.sd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\gamma_{M2} = \gamma_{Mb}$$

avec:

$N_{sd}$  : effort de traction sur un boulon

$F_{t.Rd}$  : effort admissible en traction d'un boulon

$A_s$  : Section de boulon

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \cdot 64 \cdot 192}{1,25} = 11059,2\text{kg} = 110,59\text{kN}$$

$$N_i = \frac{M_{sd}}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 \frac{93,71 \cdot 0,075}{0,80} = 8,78\text{kN} \quad , \quad N_2 \frac{93,71 \cdot 0,215}{0,80} = 25,18\text{kN}$$

$$N_3 \frac{93,71 \cdot 0,355}{0,80} = 41,58\text{kN} \quad , \quad N_4 \frac{93,71 \cdot 0,485}{0,80} = 56,81\text{kN}$$

$$N_5 \frac{93,71 \cdot 0,625}{0,80} = 73,21\text{kN}$$

$$N_1, N_2, N_3, N_4, N_5 \leq F_{t.Rd} = 110,59 \cdot 2 = 221,18\text{kN}$$

C'est vérifiée

### 9.7.3.Vérification a la résistance de l'assemblage :

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

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} A_s = 0,7 \cdot 80 \cdot 192 = 10752\text{kg}$$

$d_1$  : la distance la plus long par rapport au centre de reptation

n: nombre de boulons sur la ligne de  $d_1$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \cdot 107,52 \cdot 0,8}{0,625} = 275,25\text{kN.m}$$

$$M_{Rd} = 275,25 \text{ kN.m} \geq M_{sd} = 93,71 \text{ kN.m}$$

C'est vérifiée

#### 9.7.4. Vérification vis a vis l'effort de traction :

$$N_{sd} \leq F_{t.Rd}$$

$$N_{sd} = N_{\text{par boulon}}$$

$$N_{\text{TOTAL}} = N = 41,89 \text{ kN}$$

$$N_{\text{par boulon}} = N/n = 41,89/10 = 4,189 \text{ kN}$$

$$N = 73,21/2 + 4,189 = 40,79 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 40,79 \text{ kN} \leq F_{t.Rd} = 110,59 \text{ kN}$$

C'est vérifiée

#### 9.7.5. Vérification vis à vis la pression diamétrale:

$$F_{sd} \leq F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left( \frac{4,75}{3,2}; \frac{8,5}{3,2} - \frac{1}{4}; \frac{80}{36}; 1 \right) = \min(0,79; 1,16; 2,2; 1) = 0,79$$

$$d = 20 \text{ mm}, t = (e_{\text{platine}}) = 20 \text{ mm}$$

$$F_{sd} = T = 23,59/10 = 2,35 \text{ kN}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,79 \cdot 36 \cdot 20 \cdot 20}{1,25} = 22752 \text{ kg}$$

$$F_{sd} = 2,35 \text{ kN} \leq F_{b.Rd} = 22,75 \text{ kN}$$

C'est vérifiée

#### 9.7.6. Vérification vis-à-vis cisaillement:

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_v = 0,6 : \text{ pour les classes de boulons : 4.6, 5.6, 8.8}$$

$$V_{sd} = 2,35 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \cdot 192}{1,25} = 7372,8 \text{ kg}$$

$$V_{sd} = 2,35 \text{ kN} \leq F_{v.Rd} = 73,72 \text{ kN}$$

C'est vérifiée

#### 9.7.7. Vérification au glissement:

$$V_{sd} \leq F_{s.Rd}$$

$V_{sd}$  : effort tranchant sur boulon

$F_{s.Rd}$  : est la résistance au glissement d'un boulon

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_S \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd}$$

$F_{p.cd}$  : est la précontrainte de calcul.

$\mu$  : est le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface  $\mu = 0,5$

$m$  : nombre de surface de frottements

$K_S = 1$  pour les trous à tolérances normales



$$V_{sd}=2,35\text{KN}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 80 \cdot 192 = 10752\text{kg}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 10752 = 4300,8\text{kg}$$

$$V_{sd}=2,35\text{KN} \leq 43\text{KN}$$

C'est verifiee

**9.7.8. Verification d'un assemblage sollicite simultanément au cisaillement et à la traction:**

$$\frac{V_{sd}}{F_{V.Rd}} + \frac{N_{sd}}{1,4F_{t.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2,35}{73,72} + \frac{40,79}{1,4 \cdot 110,59} = 0,29 \leq 1$$

C'est verifiee

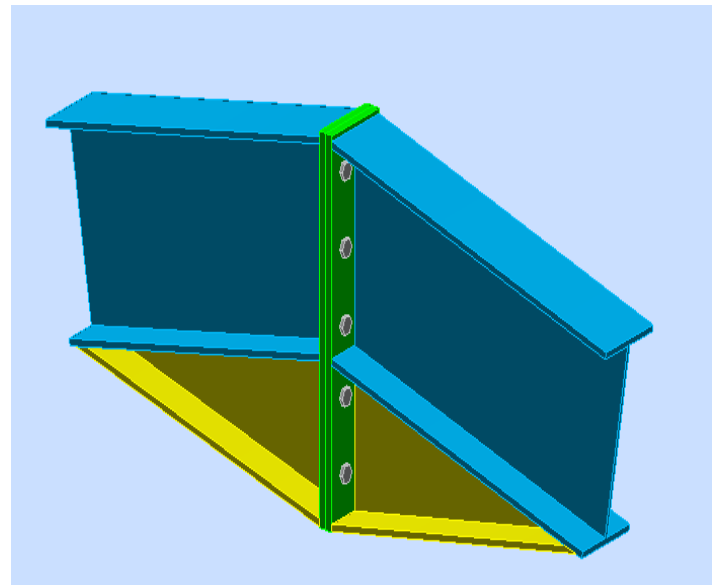
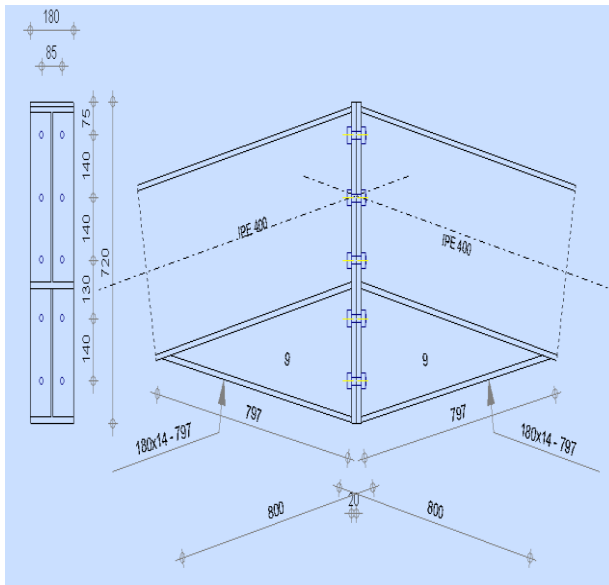
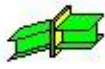


Figure IX.4: assemblage traverse traverse

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b></p> <p>NF P 22-430</p>	<p><b>OK</b></p> <p>Ratio</p> <p><b>0,32</b></p>
---	---	--

**GENERAL**

Assemblage N° : 5  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
 Noeud de la structure : 40  
 Barres de la structure : 24, 25

**GEOMETRIE**

**COTE GAUCHE****POUTRE**

Profilé : IPE 400

Barre N° : 24

$\alpha = -168,7$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{bl} = 400$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fbl} = 180$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbl} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fbl} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{bl} = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{bl} = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{xbl} = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

**COTE DROITE****POUTRE**

Profilé : IPE 400

Barre N° : 25

$\alpha = -11,3$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{br} = 400$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fbr} = 180$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbr} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fbr} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{br} = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{br} = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{xbr} = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

**BOULONS**

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 8.8 Classe du boulon  
 $F_b = 84,48$  [kN] Résistance du boulon à la rupture  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 75$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 85$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 140; 140; 130; 140$  [mm]

### **PLATINE**

$h_{pr} = 720$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_{pr} = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{epr} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **JARRET INFERIEUR**

$w_{rd} = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{frd} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_{rd} = 300$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wrd} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_{rd} = 794$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha_d = 10,5$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{ebu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 7$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 10$  [mm] Soudure semelle  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

### **EFFORTS**

Cas : 5 : V  
 $M_y = 59,72$  [kN\*m] Moment fléchissant

$M_y = 59,72$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = 48,65$  [kN] Effort tranchant

$F_x = 40,35$  [kN] Effort axial

**RESULTATS**

**DISTANCES DE CALCUL**

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	28	38			37	51									
2	Centraux	28	38													140
3	Centraux	28	38													135
4	Centraux	28	38													135
5	Centraux	28	38													140

x = 62 [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

**EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	636	153,03	0,00	404,89	153,03	84,48	> 26,76	100,00
2	496	79,53	141,47	232,64	79,53	84,48	> 21,76	100,00
3	356	78,91	136,42	224,33	78,91	84,48	> 16,75	100,00
4	226	78,91	136,42	224,33	78,91	84,48	> 12,11	100,00
5	86	79,53	141,47	232,64	79,53	84,48	> 7,11	100,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

- $d_i$  – position du boulon
- $F_s$  – effort transféré par la soudure
- $F_p$  – effort transféré par l'aile du porteur
- $F_b$  – effort transféré par le boulon
- $F_i$  – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 26,76 < 84,48 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

**Traction des boulons**

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |174,20| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

**Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A_s} \leq \sigma_{red} \quad |144,69| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

$$T_1 = 4,86 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le boulon}$$

$$T_b = 68,57 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement}$$

**Effort tranchant** [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 4,86 < 68,57 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

**VERIFICATION DE LA POUTRE**

$$F_{res} = 88,28 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad F_{res} = 2 \cdot \Sigma F_i - 2 \cdot N$$

**Compression réduite de la semelle** [9.2.2.2]

$$N_{c\text{adm}} = 710,02 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{c\text{adm}} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c\text{adm}} \quad 88,28 < 710,02 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

**DISTANCES DE CALCUL**

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	28	38			37	51									
2	Centraux	28	38													140
3	Centraux	28	38													135
4	Centraux	28	38													135

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
	aux															
5	Centr aux	28	38													140

x = 62 [mm] Zone comprimée

x = e<sub>s</sub>\*√(b/e<sub>a</sub>)

**EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	636	153,03	0,00	404,89	153,03	84,48	> 26,76	100,00
2	496	79,53	141,47	232,64	79,53	84,48	> 21,76	100,00
3	356	78,91	136,42	224,33	78,91	84,48	> 16,75	100,00
4	226	78,91	136,42	224,33	78,91	84,48	> 12,11	100,00
5	86	79,53	141,47	232,64	79,53	84,48	> 7,11	100,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$       26,76 < 84,48      **vérifié**      (0,32)

Traction des boulons

$1.25 \cdot F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red}$       |174,20| < 550,00 **vérifié**      (0,32)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$\sqrt{[F_{imax}^2 + 2.36 \cdot T_i^2]} / A_s \leq \sigma_{red}$       |144,69| < 550,00 **vérifié**      (0,26)

T<sub>1</sub> = 4,86 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T<sub>b</sub> = 68,57 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$T_1 \leq T_b$       4,86 < 68,57      **vérifié**      (0,07)

**VERIFICATION DE LA POUTRE**

$F_{res} = 88,28$  [kN] Effort de compression

$F_{res} = 2 \cdot \Sigma F_i - 2 \cdot N$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

$N_{c adm} = 710,02$  [kN] Résistance de la section de la poutre

$N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$

$88,28 < 710,02$  **vérifié**

(0,12)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,32

**9.8. ASSEMBLAGE POTEAU POUTRE MISANINE IPE450 -IPE360:**

- L'assemblage poteau poutre misanine est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée .

$N = 39,09$ KN

$M = 69,87$ KN.m

$T = 95,48$  KN

**9.8.1. Condition de résistance des boulons :**

**9.8.1.1. Distance entre axe des boulons :**

✓ **Entre axe des boulons :** (Ec3)

$e_1 \geq 1,2d_0$  ;  $p_1 \geq 2,2d_0$

$e_2 \geq 1,5d_0$  ;  $p_2 \geq 3d_0$

avec:

$d_0$ : diamètre du trou

$d_0 = d + 2$ mm pour les boulons  $\Phi 16$  a  $\Phi 24$ (notre cas)

$d_0 = 18 + 2 = 20$  mm

$e_1 \geq 1,2 \cdot 20 = 2,4$ cm ;  $p_1 \geq 2,2 \cdot 20 = 4,4$  cm

$e_2 \geq 1,5 \cdot 20 = 3$  cm ;  $p_2 \geq 3 \cdot 20 = 6$ cm

On adopte:

$e_1 = 5$ cm ,  $e_2 = 8$ cm

$p_1 = 8$ cm ,  $p_2 = 10$ cm

**9.8.2. Détermination des efforts dans les boulons :**

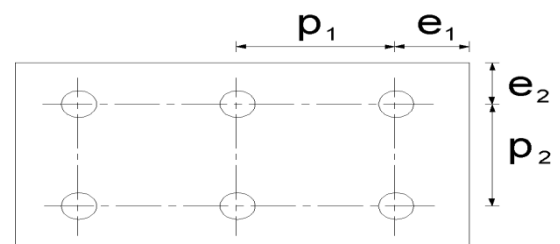
Les boulons sont tendus (HR8.8)

$f_y = 64$  DaN/mm<sup>2</sup>

$f_u = 80$  DaN/mm<sup>2</sup>

$A_s = 192$ mm<sup>2</sup>

$d_1 = 10$ cm ,  $d_2 = 20$ cm ,  $d_3 = 28$ cm



**Figure IX.5: disposition constructive des boulons (p.p)**

$$\Sigma d^2 = (0,1)^2 + (0,2)^2 + (0,28)^2 = 0,128\text{m}^2$$

$$N_{sd} \leq F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\gamma_{M2} = \gamma_{Mb}$$

avec:

$N_{sd}$  :effort de traction sur un boulon

$F_{t.Rd}$ :effort admissible en traction d'un boulon

$A_s$ : Section de boulon

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \cdot 80 \cdot 192}{1,25} = 11059,2\text{kg} = 110,59\text{kN}$$

$$N_i = \frac{M_{sd}}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 \frac{69,870,1}{0,128} = 54,58\text{kN} \quad , \quad N_2 \frac{69,870,2}{0,128} = 109,17\text{kN}$$

$$N_3 \frac{69,870,28}{0,128} = 152,84\text{kN}$$

$$N_1, N_2, N_3 \leq F_{t.Rd} = 110,59.2 = 221,18\text{kN}$$

C'est vérifiée

### 9.8.3. Verification a la résistance de l' assemblage :

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

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} A_s = 0,7 \cdot 80 \cdot 192 = 10752\text{kg}$$

$d_1$  :la distance la plus long par rapport au centre de rotation

$n$ :nombre de boulons sur la ligne de  $d_1$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \cdot 107,52 \cdot 0,128}{0,28} = 98,30\text{kN.m}$$

$$M_{Rd} = 98,30\text{kN.m} \geq M_{sd} = 69,87\text{kN.m}$$

C'est vérifiée

### 9.8.4. Vérification vis à vis l'effort de traction :

$$N_{sd} \leq F_{t.Rd}$$

$$N_{sd} = N_{\text{par boulon}}$$

$$N_{\text{TOTAL}} = N = 39,09\text{KN}$$

$$N_{\text{par boulon}} = N / n = 39,09 / 6 = 6,51\text{ KN}$$

$$N = 152,84 / 2 + 6,51 = 82,93\text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 82,93\text{ KN} \leq F_{t.Rd} = 110,59\text{kN}$$

C'est vérifiée

### 9.8.5. Vérification vis a vis la pression diamétrale:

$$F_{sd} \leq F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$



$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left( \frac{5}{3,2}; \frac{8}{3,2} - \frac{1}{4}; \frac{80}{36}; 1 \right) = \min(0,83; 1,08; 2,2,1) = 0,83$$

$$d = 20 \text{ mm}, t = \min(t_{f.poteau}, e_{platine}) = 14,6 \text{ mm}$$

$$F_{sd} = T = 95,48 / 6 = 15,91 \text{ KN}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,83 \cdot 36 \cdot 20 \cdot 14,6}{1,25} = 17449,92 \text{ kg}$$

$$F_{sd} = 15,91 \text{ KN} \leq F_{b.Rd} = 174,49 \text{ kN}$$

C'est verifiee

### 9.8.6. Vérification vis-à-vis cisaillement:

$$V_{sd} \leq F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_v = 0,6 : \text{ pour les classe de boulons : 4.6, 5.6, 8.8}$$

$$V_{sd} = 15,91 \text{ KN}$$

$$F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \cdot 192}{1,25} = 7372,8 \text{ kg}$$

$$V_{sd} = 15,91 \text{ KN} \leq F_{V.Rd} = 73,72 \text{ kN}$$

C'est verifiee

### 9.8.7. Verification au glissement:

$$V_{sd} \leq F_{s.Rd}$$

$V_{sd}$  : effort tranchant sur boulon

$F_{s.Rd}$  : est la resistance au glissement d'un boulon

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd}$$

$F_{p.cd}$  : est la précontrainte de calcul .

$\mu$  : est le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface  $\mu = 0,5$

$m$  : nombre de surface de frottements

$K_s = 1$  pour les trous a tolérances normales

$$V_{sd} = 15,91 \text{ KN}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 80 \cdot 192 = 10752 \text{ kg}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 10750 = 4300,8 \text{ kg}$$

$$V_{sd} = 15,91 \text{ KN} \leq 43 \text{ KN}$$

C'est verifiee

### 9.8.8. Verification d'un assemblage sollicite simultanément au cisaillement et a la traction:

$$\frac{V_{sd}}{F_{V.Rd}} + \frac{N_{sd}}{1,4 F_{t.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{15,91}{73,72} + \frac{82,93}{1,4 \cdot 110,59} = 0,75 \leq 1$$

C'est verifiee

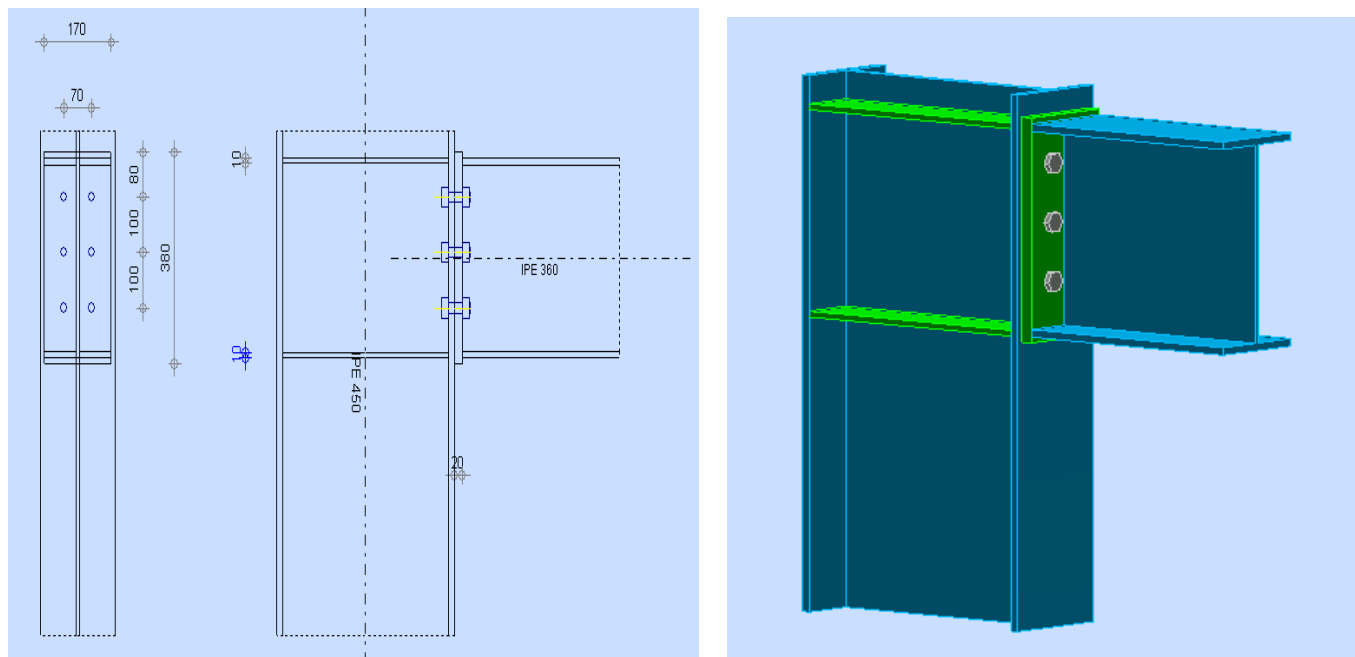




Figure IX.6:assemblage poteau poutre

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012	
	<b>Calcul de l'Encastrement Poteau- poutre misanine</b> NF P 22-430	

## GENERAL

Assemblage N° : 6  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau  
 Noeud de la structure : 30  
 Barres de la structure : 15, 19

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé : IPE 450  
 Barre N° : 15  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 450$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 190$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

Profilé : IPE 450  
 $r_c = 21$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{ec} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **POUTRE**

Profilé : IPE 360  
 Barre N° : 19  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **BOULONS**

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 8.8 Classe du boulon  
 $F_b = 84,48$  [kN] Résistance du boulon à la rupture  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 3$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 80$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 100;100$  [mm]

### **PLATINE**

$h_p = 380$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 170$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER

$\sigma_{ep} = 235,00$  [MPa] Résistance

### RAIDISSEUR POTEAU

#### Supérieur

$h_{su} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$  [MPa] Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 9$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 6$  [mm] Soudure du raidisseur

### EFFORTS

Cas : 10 : ELU2  $2*1.33 + (3+4)*1.50$

$M_y = 34,88$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = -35,04$  [kN] Effort tranchant

$F_x = 29,72$  [kN] Effort axial

### RESULTATS

### DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	23	31			45	57	9	30			52	60			
2	Centraux	23	31					9	30							100
3	Centraux	23	31					9	30							100

x = 59 [mm] Zone comprimée

x = e<sub>s</sub>\*√(b/e<sub>a</sub>)

**EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	284	151,47	0,00	325,88	210,26	84,48	> 45,78	100,00
2	184	78,83	94,00	142,43	136,90	84,48	> 31,39	100,00
3	84	78,83	94,00	142,43	136,90	84,48	> 16,99	100,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$       45,78 < 84,48      **vérifié**      (0,54)

Traction des boulons

$1.25 \cdot F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red}$       |298,06| < 550,00      **vérifié**      (0,54)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$\sqrt{[F_{imax}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A_s} \leq \sigma_{red}$       |242,98| < 550,00      **vérifié**      (0,44)

T<sub>1</sub> = 5,84 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T<sub>b</sub> = 68,57 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$T_1 \leq T_b$	$5,84 < 68,57$	<b>vérifié</b>	$(0,09)$
----------------	----------------	----------------	----------

**VERIFICATION DE LA POUTRE**

$F_{res} = 128,88$ [kN] Effort de compression			$F_{res} = 2 \cdot \Sigma F_i - 2 \cdot N$
---	--	--	--

Compression réduite de la semelle			[9.2.2.2.2]
-----------------------------------	--	--	-------------

$N_{c adm} = 628,17$ [kN] Résistance de la section de la poutre			$N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$
---	--	--	--

$F_{res} \leq N_{c adm}$	$128,88 < 628,17$	<b>vérifié</b>	$(0,21)$
--------------------------	-------------------	----------------	----------

**VERIFICATION DU POTEAU**

Compression de l'âme du poteau			[9.2.2.2.2]
--------------------------------	--	--	-------------

$F_{res} \leq F_{pot}$	$128,88 < 909,12$	<b>vérifié</b>	$(0,14)$
------------------------	-------------------	----------------	----------

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$V_R = 561,58$ [kN] Effort tranchant dans l'âme			$V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$
---	--	--	---------------------------------------

$ F_{res}  \leq V_R$	$ 128,88  < 561,58$	<b>vérifié</b>	$(0,23)$
----------------------	---------------------	----------------	----------

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio 0,54
--	------------

**9.9.CALCUL DE L'ASSEMBLAGE PAR CORNIÈRES**

**9.9.1.Assemblage Poteau -poutre secondaire :**

Les poutres secondaires sont reliées aux Poteaux par des cornières d'attache

L'effort repris par l'assemblage est celle que transmet de la poutre au poteau

$T=15,16kN$

$N=92,87kN$

**9.9.1.1.Condition de résistance des boulons:**

**9.9.1.1.1.Distance entre axe des boulons :**

●Entre axe des boulons : (Ec3)

$e_1 \geq 1,2d_0$  ;  $p_1 \geq 2,2d_0$

$e_2 \geq 1,5d_0$  ;  $p_2 \geq 3d_0$

avec:

$d_0$ : diamètre du trou

$d_0=d+2mm$  pour les boulons  $\Phi 16$  a  $\Phi 24$ (notre cas)

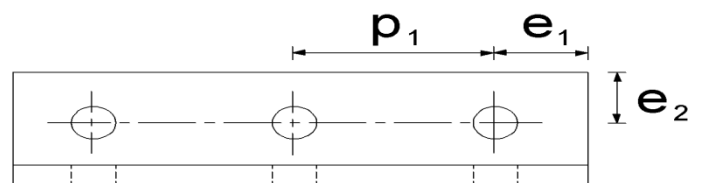
$d_0=18+2=20$  mm

$e_1 \geq 1,2 \cdot 2=2,4$ cm ;  $p_1 \geq 2,2 \cdot 2=4,4$  cm

$e_2 \geq 1,5 \cdot 2=3$  cm ;  $p_2 \geq 3 \cdot 2=6$ cm

On adopte:

-cote poteau



**Figure IX.7:disposition constructive des boulons cornier**

$$e_1=3,5\text{cm} \quad , \quad e_2=6\text{cm}$$

$$p_1=11,5\text{cm}$$

-cote poutre

$$e_1=4\text{cm} \quad , \quad e_2=6\text{cm}$$

$$p_1=11,5\text{cm}$$

### 9.9.2. Verification vis à vis l'effort normal :

-cote poteau

Les boulons sont tendus (HR8.8)

$$f_y=64 \text{ DaN/mm}^2$$

$$f_u=80 \text{ DaN/mm}^2$$

$$A_s=192\text{mm}^2$$

$$N_{sd} \leq F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

avec:

$N_{sd}$  :effort de traction sur un boulon

$F_{t.Rd}$ :effort admissible en traction d'un boulon

$A_s$ : Section de boulon

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \cdot 80 \cdot 192}{1,25} = 11059,2\text{kg} = 110,59\text{kN}$$

$$N_{sd} = N \text{ par boulon}$$

$$N_{TOTAL} = N = 92,87\text{kN}$$

$$N \text{ par boulon} = N/n = 92,87/6 = 15,47\text{KN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 15,47 \text{ KN} \leq F_{t.Rd} = 110,59\text{kN}$$

C'est vérifiée

### 9.9.3. Verification vis a vis la pression diamétrale:

$$F_{sd} \leq F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left( \frac{3,5}{3,2}; \frac{11,5}{3,2} - \frac{1}{4}; \frac{80}{36}; 1 \right) = \min(0,58; 1,66; 2,2; 1) = 0,58$$

$$d=20\text{mm} \quad , \quad t = \min(t_f \text{ poteau} , e \text{ corniere}) = 5\text{mm}$$

$$F_{sd} = T = 15,16 / 6 = 2,52\text{KN}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,58 \cdot 36 \cdot 20 \cdot 5}{1,25} = 4176\text{kg}$$

$$F_{sd} = 2,52\text{KN} \leq F_{b.Rd} = 41,76\text{kN}$$

C'est verifiee

**9.9.4. Verification vis-à-vis cisaillement:**

$$V_{sd} \leq F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha_v=0,6$  : pour les classe de boulons :4.6, 5.6,8.8

$$V_{sd}=2,52\text{kN}$$

$$F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \cdot 192}{1,25} = 7372,8\text{kg}$$

$$V_{sd} = 2,52\text{kN} \leq F_{V.Rd} = 73,72\text{KN}$$

C'est verifiee

**9.9.5. Verification au glissement:**

$$V_{sd} \leq F_{s.Rd}$$

$V_{sd}$  :effort tranchant sur boulon

$F_{s.Rd}$  :est la resistance au glissement d'un boulon

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd}$$

$F_{p.cd}$ :est la précontrainte de calcul.

$\mu$ :est le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface  $\mu=0,5$

$m$ :nombre de surface de frottements

$K_s=1$  pour les trous a tolérances normales

$$V_{sd}=2, 52\text{KN}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 80 \cdot 192 = 10752\text{kg}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 10752 = 4300,8 \text{ kg}$$

$$V_{sd}=2, 52\text{KN} \leq 43\text{KN}$$

C'est verifiee

**9.9.6. Verification d'un assemblage sollicite simultanément au cisaillement et à la traction:**

$$\frac{V_{sd}}{F_{V.Rd}} + \frac{N_{sd}}{1,4F_{t.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2,52}{73,72} + \frac{15,47}{1,4 \cdot 110,59} = 0,13 \leq 1$$

C'est verifiee

- cote poutre

**9.9.7. Verification vis à vis la pression diamétrale:**

$$F_{sd} \leq F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left( \frac{4}{3,2}; \frac{11,5}{3,2} - \frac{1}{4}; \frac{80}{36}; 1 \right) = \min(0,66; 1,66; 2,2; 1) = 0,66$$

$$d=20\text{mm} \quad , \quad t = \min(t_f \text{ poutre} , e \text{ corniere}) = 5\text{mm}$$

$$T = 92,87\text{kN}$$

$$F_{sd} = T = 92,87 / 6 = 15,47\text{KN}$$



$$F_{b.Rd} = \frac{2,5\alpha_v f_{ub} d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,66 \cdot 36 \cdot 20 \cdot 5}{1,25} = 4752 \text{ kg}$$

$$F_{sd} = 15,47 \text{ kN} \leq F_{b.Rd} = 47,52 \text{ kN} \quad \text{C'est verifiee}$$

**9.9.8. Verification vis-à-vis cisaillement:**

$$V_{sd} \leq F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha_v=0,6$  : pour les classe de boulons :4.6, 5.6,8.8

$$V_{sd}=15,47 \text{ kN}$$

$$F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \cdot 192}{1,25} = 7372,8 \text{ kg}$$

$$V_{sd} = 15,47 \text{ kN} \leq F_{V.Rd} = 73,72 \text{ kN} \quad \text{C'est verifiee}$$

**9.9.9.Verification au glissement:**

$$V_{sd} \leq F_{s.Rd}$$

$V_{sd}$  :effort tranchant sur boulon

$F_{s.Rd}$  :est la resistance au glissement d'un boulon

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd}$$

$F_{p.cd}$ :est la précontrainte de calcul.

$\mu$ :est le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface  $\mu=0,5$

$m$ :nombre de surface de frottements

$K_s=1$  pour les trous a tolérances normales

$$V_{sd}=15,47 \text{ kN}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 80 \cdot 192 = 10752 \text{ kg}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 10752 = 4300,8 \text{ kg}$$

$$V_{sd}=15,47 \text{ kN} \leq 43 \text{ kN} \quad \text{C'est verifiee}$$

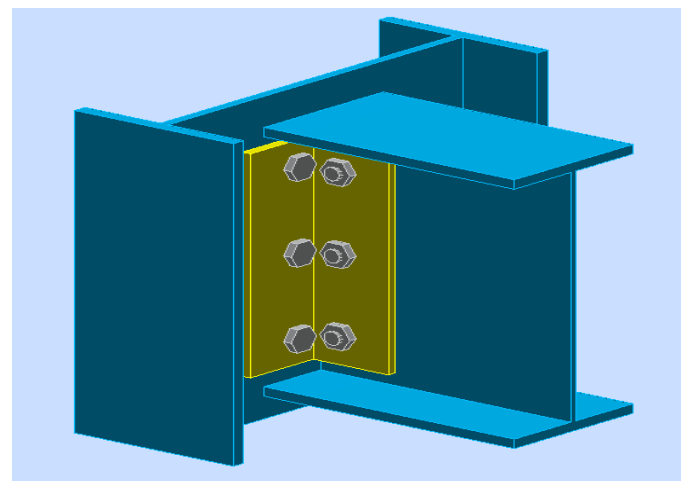
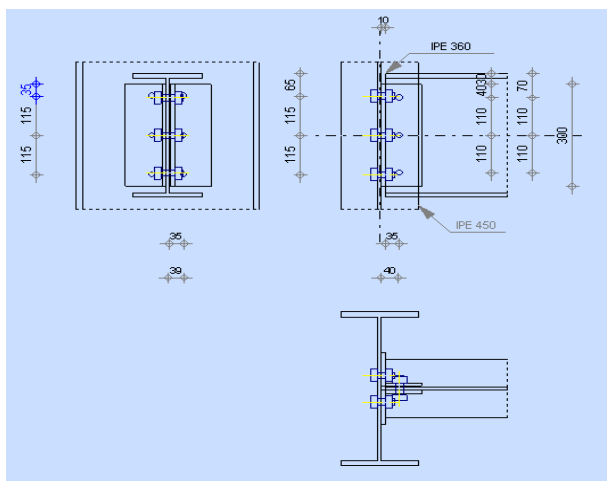
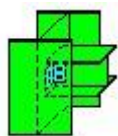


Figure IX.8:assemblge poteau poutre par corniers



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

**Calcul de l'assemblage par cornières**

CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)

OK

Ratio  
0,11**GENERAL**

Assemblage N° : 8

Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poteau (âme)

Noeud de la structure : 30

Barres de la structure : 15, 241

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé : IPE 450

Barre N° : 15

 $\alpha_1 = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 450$  [mm] Hauteur de la section du poteau $b_{fc} = 190$  [mm] Largeur de la section du poteau $t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau $t_{fc} = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau $r_c = 21$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau $A_c = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau $I_{yc} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

 $\sigma_{ec} = 235,00$  [MPa] Résistance**POUTRE PORTEE**

Profilé : IPE 360

Barre N° : 241

 $\alpha_2 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison $h_b = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

Profilé : IPE 360

$b_{fb} = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### CORNIERE

Profilé : CAE 100x10

$\alpha_3 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_c = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_c = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_c = 12$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$L_c = 300$  [mm] Longueur de la cornière

Matériau : ACIER

$\sigma_c = 235,00$  [MPa] Résistance

### BOULONS

#### 1. BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Classe = 8.8 Classe du boulon

$d' = 18$  [mm] Diamètre du boulon

$A'_s = 1,92$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A'_v = 2,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$f'_y = 550,00$  [MPa] Limite de plasticité

$f'_u = 800,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n' = 3,00$  Nombre de rangés des boulons

$h'_1 = 35$  [mm] Niveau du premier boulon

## 2. BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	18 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,92 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_u =$	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3,00	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	40 [mm]	Niveau du premier boulon

### EFFORTS

Cas : 10: ELU2  $2*1.33+(3+4)*1.50$

T = -29,74 [kN] Effort tranchant

### RESULTATS

#### BOULONS

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_s * f_y / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2)/\delta^2)} \quad |-29,74| < 351,66 \text{ vérifié} \quad (0,08)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_s * f'_y \quad |-29,74| < 411,84 \text{ vérifié} \quad (0,07)$$

#### PROFILES

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2)/\delta^2)} \quad |-29,74| < 260,06 \text{ vérifié} \quad (0,11)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad |-29,74| < 715,72 \text{ vérifié} \quad (0,04)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad |-29,74| < 493,50 \text{ vérifié} \quad (0,06)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n*d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad |-29,74| < 342,89 \text{ vérifié} \quad (0,09)$$

#### CORNIERE

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | -29,74 | < 650,14 \text{ vérifié} \quad (0,05)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad | -29,74 | < 761,40 \text{ vérifié} \quad (0,04)$$

Pince transversale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad | -29,74 | < 705,00 \text{ vérifié} \quad (0,04)$$

Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad | -29,74 | < 616,88 \text{ vérifié} \quad (0,05)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad | -29,74 | < 500,63 \text{ vérifié} \quad (0,06)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad | -29,74 | < 500,63 \text{ vérifié} \quad (0,06)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad | -29,74 | < 1407,55 \text{ vérifié} \quad (0,02)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad | -29,74 | < 1577,18 \text{ vérifié} \quad (0,02)$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,11

## 9.10. ASSEMBLAGE DE CONTRE VENTEMENT :

### 9.10.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles

qui reprennent un effort de traction maximum :  $N_{max} = 30,03 \text{ kN}$

On utilise 2 boulons ordinaires 4.6 (M14) soumis au cisaillement

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$f_y = 24 \text{ dan/mm}^2$$

$$f_u = 40 \text{ dan/mm}^2$$

$$A_s = 115 \text{ mm}^2$$

$$F_{sd} = \frac{N_{max}}{n} \leq F_{V.Rd} = 0,6 \cdot \frac{A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad \text{CM97(6.5.5.6)}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{max}}{n} = \frac{30,03}{2} = 15,01 \text{ kN}$$

$$F_{V.Rd} = 0,6 \cdot \frac{A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0,6 \cdot \frac{115,80}{1,25} = 4416 \text{ kg} = 44,16 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 15,01 \text{ kN} \leq F_{V.Rd} = 44,16 \text{ kN}$$

C'est vérifiée

**9.10.2. Condition de résistance des boulons :**

**9.10.2.1. Distance entre axe des boulons :**

✓ **Entre axe des boulons :** (Ec3)

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad ; \quad p_1 \geq 2,2d_0$$

$$e_2 \geq 1,5d_0$$

avec:

$d_0$ : diamètre du trou

$d_0 = d + 1 \text{ mm}$  pour les boulons  $\Phi 12$  a  $\Phi 14$  (notre cas)

$$d_0 = 14 + 1 = 15 \text{ mm}$$

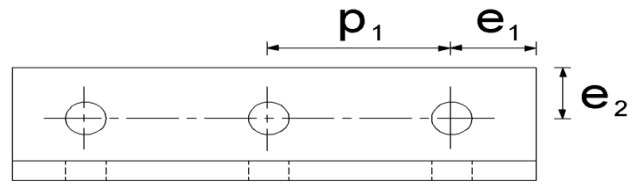
$$e_1 \geq 1,2 \cdot 1,5 = 1,8 \text{ cm} \quad ; \quad p_1 \geq 2,2 \cdot 1,5 = 3,3 \text{ cm}$$

$$e_2 \geq 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ cm}$$

On adopte:

$$e_1 = 4 \text{ cm} \quad , \quad e_2 = 3 \text{ cm}$$

$$p_1 = 10 \text{ cm}$$



**Figure IX.9: disposition constructive des boulons**

**9.10.3. Vérification de l'Assemblage trop long :**

$$L = (n-1)p_1 = (2-1) 10 = 10 \text{ cm}$$

$$L < 15 \cdot d = 15 \cdot 1 = 15 \text{ cm}$$

c'est vérifiée

⇒ l'assemblage n'est pas trop long

**9.10.4. Verification vis a vis la pression diamétrale:**

$$F_{sd} \leq F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left( \frac{4}{3 \cdot 2}; \frac{10}{3 \cdot 2} - \frac{1}{4}; \frac{40}{36}; 1 \right) = \min(0,66; 1,41; 1,1; 1) = 0,66$$

$$d = 15 \text{ mm} \quad , \quad t = \min(t_{f \text{ corniere}} , e_{\text{ gousset}}) = 5 \text{ mm}$$

$$F_{sd} = T = 30,03 / 2 = 15,01 \text{ kN}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,66 \cdot 36 \cdot 15 \cdot 5}{1,25} = 3564 \text{ kg}$$

$$F_{sd} = 15,01 \text{ kN} \leq F_{b.Rd} = 35,64 \text{ kN}$$

C'est verifiee

**9.10.5. Verification vis-à-vis cisaillement:**

$$V_{sd} \leq F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha_v = 0,6$  : pour la classe de boulons : 4.6, 5.6, 8.8

$$V_{sd} = 15,01 \text{ kN}$$

$$F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 40 \cdot 115}{1,25} = 2208 \text{ kg}$$

$$V_{sd} = 15,01 \text{ kN} \leq F_{V.Rd} = 22,08 \text{ kN}$$

C'est verifiee

**9.10.6. Verification au glissement:**

$$V_{sd} \leq F_{s,Rd}$$

$V_{sd}$  :effort tranchant sur boulon

$F_{s,Rd}$  :est la resistance au glissement d'un boulon

$$F_{s,Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p,cd}$$

$F_{p,cd}$ :est la précontrainte de calcul .

$\mu$ :est le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface  $\mu=0,5$

$m$ :nombre de surface de frottements

$K_s=1$  pour les trous a tolérances normales

$$V_{sd}=15,01\text{KN}$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 40 \cdot 115 = 3220\text{kg}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p,cd} = \frac{2 \cdot 1 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 3220 = 2576\text{kg}$$

$$V_{sd}=15,01\text{KN} \leq 25,76\text{KN}$$

C'est verifiee

**9.10.7. Vérification de la rupture de la section netteCM97 (5.4.3.4)**

$$N_{U,Rd} \geq N_{pl,Rd}$$

$N_{U,Rd}$ :la resistance ultime de section nette

$N_{pl,Rd}$ : la resistance plastique de calcul

$$A_{corniere}=15,96\text{cm}^2$$

$$A_{net} = 15,96 - (1,5 \cdot 0,7 \cdot 2) = 13,86\text{cm}^2$$

$$N_{U,Rd} = 0,9 \cdot \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot \frac{13,86 \cdot 36}{1,25} = 359,25\text{kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15,96 \cdot 23,5}{1,1} = 340,96\text{kN}$$

$$N_{U,Rd} \geq N_{pl,Rd}$$

C'est verifiee





		Barre 1	Barre 2				
	$b_f$	60	60				mm
	$t_w$	7	7				mm
	$t_f$	7	7				mm
	$r$	8	8				mm
	$A$	15,96	15,96				cm <sup>2</sup>
<b>Matériau :</b>		ACIER	ACIER				
	$\sigma_e$	235,00	235,00				MPa
	$f_u$	365,00	365,00				MPa
<b>Angle</b>	$\alpha$	90,0	44,4				Deg
<b>Longueur</b>	$l$	0,00	0,00				m

### **BOULONS**

#### **Barre 1**

Classe = 4.6 Classe du boulon

$d = 14$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 15$  [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,15$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 240,00$  [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 2$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 100 [mm]

$e_1 = 40$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 30$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

#### **Barre 2**

Classe = 4.6 Classe du boulon

$d = 14$  [mm] Diamètre du boulon

Classe =	4.6	Classe du boulon
$d_0 =$	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	240,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	2	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 100 [mm]		
$e_1 =$	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	30 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**GOUSSET**

$l_p =$	300 [mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	300 [mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	5 [mm]	Epaisseur de la platine

**Paramètres**

$h_1 =$	80 [mm]	Grugeage
$v_1 =$	80 [mm]	Grugeage
$h_2 =$	160 [mm]	Grugeage
$v_2 =$	100 [mm]	Grugeage
$h_3 =$	80 [mm]	Grugeage
$v_3 =$	100 [mm]	Grugeage
$h_4 =$	80 [mm]	Grugeage
$v_4 =$	100 [mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (65;144)

$e_v$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des  
 $=$  <sup>0</sup> ] barres

$e_H$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des  
 $=$  <sup>80</sup> ] barres

Matériau  
: ACIER

$\sigma = 235,00$  [MPa] Résistance

### EFFORTS

Cas : 5: √

$N_1 = 4,56$  [kN] Effort axial

$N_2 = -35,72$  [kN] Effort axial

### RESULTATS

#### PLATINE

Section gousset

$N_1 < N_{res}$   $|4,56| < 55601880660574008,00$  **vérifié** (0,00)

Attache gousset

$N_2 < N_{res}$   $|-35,72| < 115,93$  **vérifié** (0,31)

#### BARRES

$T_1 = 164,29$  [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_1 = 204,25$  [kN] Résistance de la barre

$|N_1| < \min(T_1; M_1)$   $|4,56| < 164,29$  **vérifié** (0,03)

$T_2 = 114,18$  [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_2 = 375,06$  [kN] Résistance de la barre

$|N_2| < \min(T_2; M_2)$   $|-35,72| < 114,18$  **vérifié** (0,31)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,31

## 9.11.ASSEMBLAGE DE L'ÉCHANTIGNOLLE :

### 911.1. Assemblage de l'échantignolle sur la panne :

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec R.y.z ;chaque boulon reprend une seul panne.

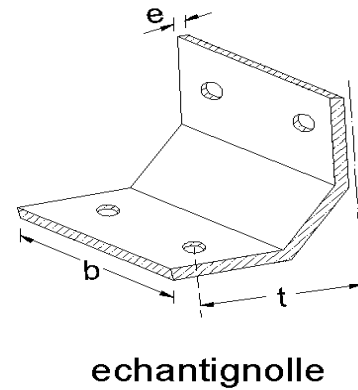
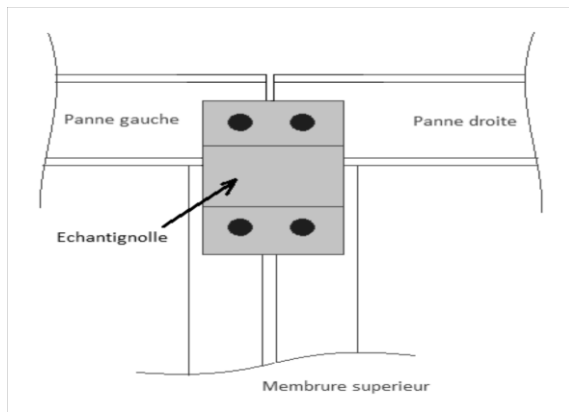


Figure IX.11:assemblage panne échantignolle

L'échantignolle intermédiaire (chapitre5):

$$R_z = (Q_{z.sd} \cdot L/2) \cdot 2 = 1,958.6 = 11,748 \text{ kN}$$

$$R_y = (Q_{y.sd} \cdot L/2) \cdot 2 = 0,212.6 = 1,272 \text{ kN}$$

Cas la plus défavorable  $R_z = 11,748 \text{ kN}$

$$e = 1,65 \text{ cm} ; d = 15 \text{ cm} ; t = 11 \text{ cm}$$

On utilise 2 boulons classe 8.8 (M14) soumis au cisaillement

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$f_y = 64 \text{ dan/mm}^2$$

$$f_u = 80 \text{ dan/mm}^2$$

$$A_s = 115 \text{ mm}^2$$

$$F_{sd} = \frac{N_{max}}{n} \leq F_{V.Rd} = 0,6 \cdot \frac{A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

CM97(6.5.5.6)

$$F_{sd} = \frac{N_{max}}{n} = \frac{11,748}{2} = 5,87 \text{ kN}$$

$$F_{V.Rd} = 0,6 \cdot \frac{A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0,6 \cdot \frac{115 \cdot 40}{1.25} = 2208 \text{ kg} = 22,08 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 5,87 \text{ kN} \leq F_{V.Rd} = 22,08 \text{ kN}$$

C'est vérifiée

### 9.11.2. Condition de résistance des boulons :

#### 9.11.2.1. Distance entre axe des boulons :

✓ Entre axe des boulons : (Ec3)

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad ; \quad p_1 \geq 2,2d_0$$

$$e_2 \geq 1,5d_0$$

avec:

$d_0$ : diamètre du trou

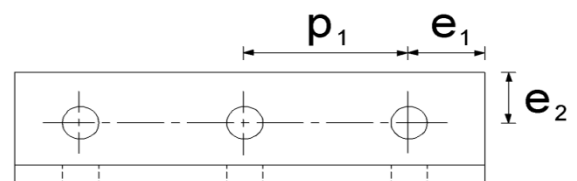


Figure IX.12:disposition constructive des boulons

$d_0 = d + 1 \text{ mm}$  pour les boulons  $\Phi 12$  a  $\Phi 14$  (notre cas)

$$d_0 = 14 + 1 = 15 \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 1,2 \cdot 1,5 = 1,8 \text{ cm} \quad ; \quad p_1 \geq 2,2 \cdot 1,5 = 3,3 \text{ cm}$$

$$e_2 \geq 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ cm}$$

On adopte:

$$e_1 = 3 \text{ cm} \quad , \quad e_2 = 3 \text{ cm}$$

$$p_1 = 9 \text{ cm}$$

### 9.11.3. Vérification de l'Assemblage trop long :

$$L = (n-1) p_1 = (2-1) 9 = 9 \text{ cm}$$

$$L < 15 \cdot e = 15 \cdot 1,65 = 24,75 \text{ cm}$$

c'est vérifiée

$\Rightarrow$  l'assemblage n'est pas trop long

### 9.11.4. Vérification vis à vis la pression diamétrale:

$$F_{sd} \leq F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left( \frac{3}{3 \cdot 2}; \frac{9}{3 \cdot 2} - \frac{1}{4}; \frac{40}{36}; 1 \right) = \min(0,5; 1,25; 1,1; 1) = 0,5$$

$$d = 15 \text{ mm} \quad , \quad t = \min(t_{f \text{ traverse}}, e_{\text{echantignolle}}) = 13,5 \text{ mm}$$

$$F_{sd} = T = 11,74 / 2 = 5,87 \text{ kN}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,5 \cdot 36 \cdot 15 \cdot 13,5}{1,25} = 7290 \text{ kg}$$

$$F_{sd} = 5,87 \text{ kN} \leq F_{b.Rd} = 72,90 \text{ kN}$$

C'est vérifiée

### 9.11.5. Vérification vis-à-vis cisaillement:

$$V_{sd} \leq F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_v = 0,6 : \text{ pour la classe de boulons : 4.6, 5.6, 8.8}$$

$$V_{sd} = 5,87 \text{ kN}$$

$$F_{V.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 40 \cdot 115}{1,25} = 2208 \text{ kg}$$

$$V_{sd} = 5,87 \text{ kN} \leq F_{V.Rd} = 22,08 \text{ kN}$$

C'est vérifiée

### 9.11.6. Vérification au glissement:

$$V_{sd} \leq F_{s.Rd}$$

$V_{sd}$  : effort tranchant sur boulon

$F_{s.Rd}$  : est la résistance au glissement d'un boulon

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_s \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd}$$

$F_{p.cd}$  : est la précontrainte de calcul.

$\mu$ : est le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface  $\mu=0,5$

$m$ : nombre de surface de frottements

$K_S=1$  pour les trous a tolérances normales

$V_{sd}=5,87\text{KN}$

$$F_{p.cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 40 \cdot 115 = 3220\text{kg}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{m \cdot K_S \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.cd} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 3220 = 1288\text{kg}$$

$V_{sd}=5,87\text{KN} \leq 12,88\text{KN}$

C'est verifiee

### 9.11.7. Vérification vis à vis l'effort traction :

$$N_{sd} \leq F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

avec:

$N_{sd}$  :effort de traction sur un boulon

$F_{t.Rd}$ :effort admissible en traction d'un boulon

$A_s$ : Section de boulon

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 40 \cdot 115}{1,25} = 3312\text{kg} = 33,12\text{kN}$$

$N_{sd} = N$  par boulon

$N_{TOTAL} = N = 11,74\text{KN}$

$N_{\text{par boulon}} = N / n = 11,74 / 2 = 5,87\text{KN}$

$\Rightarrow N_{sd} = 5,87\text{KN} \leq F_{t.Rd} = 33,12\text{kN}$

C'est vérifiée

### 9.11.8. Vérification d'un assemblage sollicite simultanément au cisaillement et à la traction:

$$\frac{V_{sd}}{F_{V.Rd}} + \frac{N_{sd}}{1,4 F_{t.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{5,87}{22,08} + \frac{5,87}{1,4 \cdot 33,12} = 0,39 \leq 1$$

C'est verifiee

**10. PIEDS DE POTEAUX :**

**10.1 . INTRODUCTION :**

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas on a deux types de pieds à calculer, les poteaux (IPE450) qui sont encastrés et des potelets (IPE270) qui sont articulés à leurs bases.

**10.2.DIMENSIONNEMENT DE LA PLATINE :**

La platine sera dimensionnée comme suite :

IPE450 : h =45cm ; b =19cm

c=5cm

$h_1 = h + 2c = 45 + 10 = 55\text{cm}$

$b_1 = b + 2c = 19 + 10 = 29\text{cm}$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent sous effet d'un effort traction  $N_i = 50,03\text{kN}$  et un moment  $M = 53,52\text{kN.m}$

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} + N$$

$N_t$  : effort sollicitant de traction

n : nombre de tiges. (n=6)

$$N = \max(N_i = \frac{M_{sd}}{\sum d_i^2})$$

$d_1 = c/2 = 2,5\text{cm}$

$d_2 = c + h/2 = 27,5\text{cm}$

$d_3 = c + h + c/2 = 52,5\text{cm}$

$$\sum d_i^2 = 0,025^2 + 0,275^2 + 0,525^2 = 0,35\text{m}^2$$

$$N_1 \frac{53,52 \cdot 0,025}{0,35} = 3,82\text{kN} \quad , \quad N_2 \frac{53,52 \cdot 0,275}{0,35} = 42,05\text{kN}$$

$$N_3 \frac{53,52 \cdot 0,525}{0,35} = 80,28\text{kN}$$

$\max(N_1, N_2, N_3) = 80,28\text{kN}$

$N = 80,28 / 2_{\text{tige}} = 40,14\text{kN}$

$$N_{st} = \frac{50,03}{6} + 40,14 = 48,47\text{kN}$$

$$N_{st} \leq \frac{\pi \cdot \Phi^2 \cdot f_u}{4} \Rightarrow \Phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot N_{st}}{\pi \cdot f_u}}$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 48,47}{3,14 \cdot 36}} = 13,09\text{mm}$$

donc :  $\Phi = 2\text{cm}$

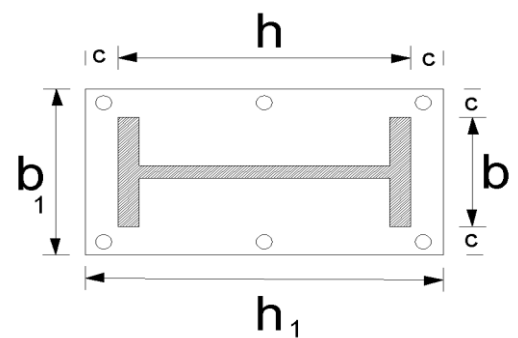


Figure X.1: plaque d'assise pour poteau encastre

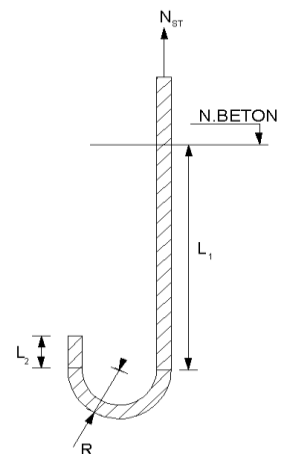


Figure X.2: tige d'encrage

Soit des tiges d'encrage de 2cm de diamètre

✓ -caractéristiques de tige:

$$L_1 = 20\Phi = 20 \cdot 2 = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = 2\Phi = 2 \cdot 2 = 4 \text{ cm}$$

$$R = 3\Phi = 3 \cdot 2 = 6 \text{ cm}$$

### 10.3. VÉRIFICATION DE LA TIGE D'ANCRAGE :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\Phi}{\left( 1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} \cdot (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq N_{st}$$

$g_c$ : étant le dosage en ciment du béton ( $350 \text{ kg/m}^3$ )

$d_1$ : largeur de la plaque d'assise

$$N_a = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \cdot 350}{1000} \right) \cdot \frac{20}{\left( 1 + \frac{20}{290} \right)^2} \cdot (400 + 6,4 \cdot 60 + 3,5 \cdot 40) \geq N_{st}$$

$$N_a = 5579,47 \text{ kg} \geq N_{st} = 4847 \text{ kg} \quad \text{C'est vérifiée}$$

### 10.4. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BÉTON ET L'ACIER :

Effort de compression  $N_u = 278,55 \text{ kN}$

$$e = \frac{M_{sd}}{N} = \frac{53,52}{278,55} = 0,19 \text{ m}$$

$$\frac{h_1}{6} = \frac{0,55}{6} = 0,09 \text{ m} \leq e = 0,19 \text{ m} \leq \frac{h_1}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m}$$

Section peut être entièrement ou partiellement comprimée

$$\sigma = \frac{N}{h \cdot b} \leq \sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma = \frac{278,55}{450 \cdot 190} = 0,32 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,16 \text{ MPA} = 1,416 \text{ kg/mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma = 0,32 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_b = 1,416 \text{ kg/mm}^2 \quad \text{c'est vérifiée}$$

### 10.5. LA POSITION DE L'AXE NEUTRE ÉLASTIQUE :

$$h'^3 + 3(l-h) \cdot h'^2 + 90 \cdot \frac{A \cdot l}{b} \cdot h' - 90 \cdot \frac{A \cdot l}{b} \cdot h = 0$$

$$A = \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \cdot 3 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$l = c/2 + h/2 + e = 44 \text{ cm}$$

$$b = 29 \text{ cm}$$

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

$$h'^3 - 33h'^2 + 1286,31h' - 70747,44 = 0$$

$$h' = 42,22 \text{ cm}$$

### 10.6. LA CONTRAINTE DANS LE BETON:



$$\sigma = \frac{2.N.l}{b.h'(h-\frac{h'}{3})} \leq \sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma = \frac{2.278,55.440.10^3}{290.422,2 \left(550 - \frac{422,2}{3}\right)} = 4,89 \text{MPa} \leq \sigma_b = 14,16 \text{MPa}$$

c'est verifiee

**10.7.LA CNTRAINTE DANS L'ACIER:**

$$\sigma = \frac{N}{A} \cdot \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{\left(h-\frac{h'}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma = \frac{278,55.10^3}{942} \cdot \frac{440-550+\frac{422,2}{3}}{\left(550-\frac{422,2}{3}\right)} = 22,20 \text{MPa} \leq 235 \text{MPa}$$

C'est verifiee

**10.8.DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSEUR DE LA PLATINE :**

Le moment sollicitent dans la section(hachure fin) :

$$\frac{4,84}{x} = \frac{42,22}{(42,22 - 5)}$$

$$\Rightarrow x = \frac{4,84.37,22}{42,22} = 4,26 \text{MPa}$$

$$F = \frac{4,84+4,26}{2} \cdot 50.290 = 65975 \text{N}$$

$$M = F.e = 65,975.0,025 = 1,64 \text{KN.m}$$

Le moment élastique:

$$M_{el} = Z_e \cdot f_y$$

Z<sub>e</sub>: module de section élastique

$$Z_e = \frac{I}{y_{max}} = \frac{\frac{b.t^3}{12}}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

$$\Rightarrow M_{el} = \frac{b.t^2}{6} \cdot f_y \geq 1,64$$

$$\Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6.1,64.10^6}{b.f_y}} = \sqrt{\frac{6.1,64.10^6}{290.235}} = 12,01 \text{mm}$$

On prend :

$$t = 20 \text{mm}$$

Conclusion:

On adopte six tiges d'encrage (Φ , l<sub>1</sub> , l<sub>2</sub> , R)=(2, 40, 4, 6)cm.

et une platine (h<sub>1</sub>.b<sub>1</sub>.t)=(55.29.2)cm.

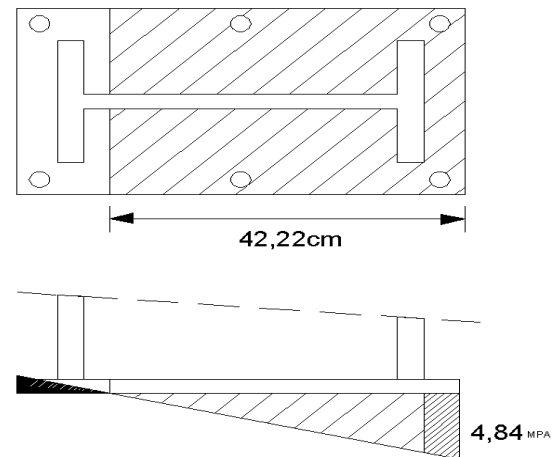


Figure X.3:aire comprime sous la plaque d'assise

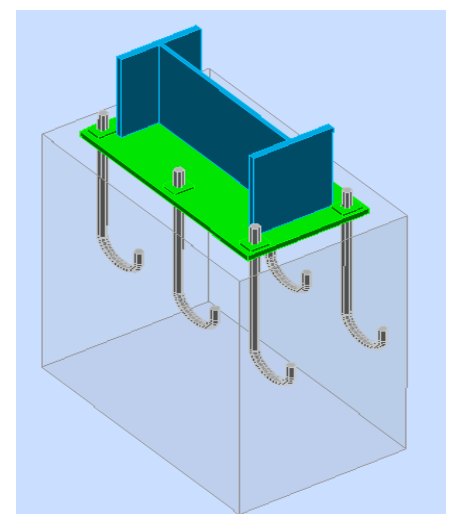


Figure X.4:schéma perspective d'un Pied de poteau encastre



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)

OK

Ratio

**0,39****GENERAL**

Assemblage N° : 12  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure : 113  
 Barres de la structure : 71

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé : IPE 450  
 Barre N° : 71  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 450$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 190$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 21$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{ec} = 235,00$  [MPa] Résistance

**PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU**

$l_{pd} = 550$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 290$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 20$  [mm] Epaisseur  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

**ANCRAGE**

Classe = 4.6      Classe de tiges d'ancrage  
 d = 20 [mm]      Diamètre du boulon  
 d<sub>0</sub> = 20 [mm]      Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage  
 n<sub>H</sub> = 3      Nombre de colonnes des boulons  
 n<sub>V</sub> = 2      Nombre de rangées des boulons  
 Ecartement e<sub>Hi</sub> = 250 [mm]  
 Entraxe e<sub>Vi</sub> = 220 [mm]

### **Dimensions des tiges d'ancrage**

L<sub>1</sub> = 70 [mm]  
 L<sub>2</sub> = 400 [mm]  
 L<sub>3</sub> = 60 [mm]  
 L<sub>4</sub> = 40 [mm]

### **SEMELLE ISOLEE**

L = 650 [mm]      Longueur de la semelle  
 B = 400 [mm]      Largeur de la semelle  
 H = 1600 [mm]      Hauteur de la semelle

### **BETON**

f<sub>c28</sub> = 25,00 [MPa]      Résistance  
 σ<sub>bc</sub> = 14,17 [MPa]      Résistance  
 n = 7,00      ratio Acier/Béton

### **SOUDURES**

a<sub>p</sub> = 11 [mm]      Plaque principale du pied de poteau

### **EFFORTS**

Cas : 5: V

N = 7,01 [kN]      Effort axial  
 Q<sub>y</sub> = -0,10 [kN]      Effort tranchant  
 Q<sub>z</sub> = 4,08 [kN]      Effort tranchant  
 M<sub>y</sub> = -14,38 [kN\*m]      Moment fléchissant  
 M<sub>z</sub> = -0,15 [kN\*m]      Moment fléchissant

**RESULTATS**

**BETON**

**3. PLAN XZ**

$d_{tz} = 250$  [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y

**Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression**

$A = 97$  [mm]  $A = b_{pd}/3$

$B = -6747,40$  [cm<sup>2</sup>]  $B = (M_y/N - 0.5 * l_{pd}) * b_{pd}$

$C = -15848,48$  [cm<sup>3</sup>]  $C = 2 * n * A_t * (d_{tz} + M_y/N)$

$D = 832045,27$  [cm<sup>4</sup>]  $D = -2 * n * A_t * (d_{tz} + 0.5 * l_{pd}) * (d_{tz} + M_y/N)$

$z_0 = 101$  [m] Zone comprimée  $A * z_0^3 + B * z_0^2 + C * z_0 + D = 0$   
 = [m]

$\rho_{my} = 1,7$  [MP] Contrainte due à l'effort axial et au  $\rho_{my} = 2 * (M_y + N * d_{tz}) / [b_{pd} * z_0 * (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)]$   
 = [a] moment  $M_y$

$F_{ty} = 32,71$  [kN] Effort de traction total dans la ligne des  $F_{ty} = (M_y - N * (l_{pd}/2 - z_0/3)) / (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)$   
 = [boulons d'ancrage]

**4. PLAN XY**

$d_{ty} = 110$  [mm] Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z

$y_0 = 0$  [mm] Zone comprimée

$\rho_{mz} = 0,0$  [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment  $M_y$   
 = [ ]

$F_{tz} = 4,21$  [kN] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage  $0.5 * (M_z/d_{ty} + N)$

**5. VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE**

$\rho_m = 1,76$  [MPa] Contrainte maxi dans le béton  $\rho_m = \rho_{my}$

$K = 1 + [3 - 4/3 * (b_{pd}/b + l_{pd}/a)] * \sqrt{[(1 - 4/3 * b_{pd}/b_b) * (1 - 4/3 * l_{pd}/a)]}$   $[B.A.E.L (A.8.4,12)]$

$K = 1, \#J$  Coefficient de zone de pression dimétrale

$\rho_m \leq K * \sigma_{bc}$   $1,76 = -1, \#J$  vérifié (0, 00)

**ANCRAGE**

$$N_{ty} = 16,35 \text{ [kN]} \text{ Effort de traction dû à l'effort axial et au moment } M_y \quad N_{ty} = F_{ty}/n$$

$$N_{tz} = 1,40 \text{ [kN]} \text{ Effort de traction dû à l'effort axial et au moment } M_y \quad N_{tz} = F_{tz}/n$$

$$N_t = 16,00 \text{ [kN]} \text{ Force de traction max dans le boulon d'ancrage} \quad N_t = N_{ty} + N_{tz} - N/n$$

**Vérification de la semelle tendue du poteau**

$$l_1 = 95 \text{ [mm]} \quad l_1 = 0.5 * b_{fc}$$

$$l_2 = 79 \text{ [mm]} \quad l_2 = \pi * a_2$$

$$l_3 = 24 \text{ [mm]} \quad l_3 = 0.5 * [(b_{fc} - s) + \pi * a_2]$$

$$l_4 = 149 \text{ [mm]} \quad l_4 = 0.5 * (s + \pi * a_2)$$

$$l_{eff} = 24 \text{ [mm]} \quad l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$$

$$N_t \leq l_{eff} * t_{fc} * \sigma_{ec} \quad 16,00 < 83,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

**Adhérence**

$$N_t \leq \pi * d * \tau_s * (L_2 + 10 * r - 5 * d) \quad 16,00 < 55,42 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

**Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige**

$$N_t \leq 0.8 * A_s * \sigma_e \quad 16,00 < 47,04 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

**Résistance un effort incliné sur le plan du joint**

$$|T_z| \leq \sqrt{[\sigma_e^2 * A_b^2 - N^2]/1.54} \quad |0,68| < 36,74 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

$$|T_y| \leq \sqrt{[\sigma_e^2 * A_b^2 - N^2]/1.54} \quad |-0,02| < 36,74 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

**PLATINE****Zone de traction**

$$M_{11'} = 0,80 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant} \quad M_{11'} = n_v * N_t * (d_{tz} - h_c/2)$$

$$M_{11'} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6 \quad 0,80 < 4,54 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

**Cisaillement**

$$V_{11'} = 32,01 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant} \quad V_{11'} = n_v * N_t$$

$$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * b_{pd} * t_{pd} / 1.5 \quad 32,01 < 524,62 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$t_{pmin} = 1 \text{ [mm]} \quad t_{pmin} = V_{11'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$$

$$t_{pd} \geq t_{pmin} \quad 20 > 1 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

**Traction**

$$a_1 = 9 \text{ [mm]} \text{ Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon} \\ = \text{ ] d'ancrage} \quad a_1 = a_2 - \sqrt{2} a_p$$

$$a_2 = 25 \text{ [mm]} \text{ Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage} \quad a_2 = (\sum e_{Hi} -$$

**Traction**

$$a_1 = 9 \text{ [mm Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon]}$$

$$= \text{ ] d'ancrage}$$

$$= \text{ ]}$$

$$s = 22 \text{ [mm]}$$

$$0 \text{ ] Entraxe verticale des boulons d'ancrage}$$

$$a_1 = a_2 - \sqrt{2}a_p$$

$$h_c/2$$

$$s = \min(e_{Vi})$$

$$N_t[\text{daN}] \leq 375 * t_{pd}[\text{mm}] * [(a_2/a_1) * (s/(s+a_2))] 1600,28 < 17828,63 \text{ vérifié} \quad (0,09)$$

**Zone comprimée**

$$M_{22'} = 0,52 \text{ [kN*m] Moment fléchissant}$$

$$M_{22'} = b_{pd}/24 * (l_{pd}-h_c)^2 * (p+2*p_m)$$

$$M_{22'} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2/6 \quad 0,52 < 4,54 \text{ vérifié} \quad (0,11)$$

**Cisaillement**

$$V_{22'} = 18,29 \text{ [kN] Effort tranchant}$$

$$V_{22'} = 0.25 * b_{pd} * (l_{pd}-h_c) * (p+2*p_m)$$

$$V_{22'} \leq \sigma_e/\sqrt{3} * b_{pd} * t_{pd}/1.5 \quad 18,29 < 524,62 \text{ vérifié} \quad (0,03)$$

$$t_{pmin} = 1 \text{ [mm]}$$

$$t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3}/(\sigma_e * b_{pd})$$

$$t_{pd} \geq t_{pmin} \quad 20 > 1 \text{ vérifié} \quad (0,03)$$

$$M_3 = 0,64 \text{ [kN*m] Moment fléchissant}$$

$$M_3 = 0.125 * p_m * b_{pd} * (b_{pd}-b_{fc})^2$$

$$M_3 \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2/6 \quad 0,64 < 4,54 \text{ vérifié} \quad (0,14)$$

$$t_{pd} \geq 0.139 * (l_{pd}-h_c) * p_m^{1/3} \quad 20 > 8 \text{ vérifié} \quad (0,39)$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,39

**10.9. PIEDS DE POTELET :IPE270 :**

$$N_t=23,25\text{KN}$$

**10.10.DIMENSIONNEMENT DE LA PLATINE :**

La platine sera dimensionnée comme suite :

$$\text{IPE270 : } h = 27\text{cm ; } b = 13,5\text{cm}$$

$$c = 5\text{cm}$$

$$h_1 = h + 2c = 27 + 10 = 37\text{cm}$$

$$b_1 = b + 2c = 13,5 + 10 = 23,5\text{cm}$$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent sous effet d'un effort traction  $N_t = 23,25\text{kN}$

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

Nt : effort sollicitant de traction

n : nombre de tiges.(n=2)

$$N_{st} = \frac{23,25}{2} = 11,62kN$$

$$N_{st} \leq \frac{\pi \cdot \Phi^2 \cdot f_u}{4} \Rightarrow \Phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot N_{st}}{\pi \cdot f_u}}$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 11,62}{\pi \cdot 36}} = 6,41mm$$

donc :  $\Phi=16cm$

Soit des tiges d'encrage de 1,6cm de diamètre

- caractéristiques de tige:

$$L_1=20\Phi=20 \cdot 1,6=32cm$$

$$L_2=2\Phi=2 \cdot 1,6=3,2cm$$

$$R=3\Phi=3 \cdot 1,6=4,8cm$$

**10.11.VÉRIFICATION DE LA TIGE D'ANCRAGE :**

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\Phi}{\left( 1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} \cdot (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq N_{st}$$

g<sub>c</sub>: étant le dosage en ciment du beton (350kg/m<sup>3</sup>)

d<sub>1</sub>:largeur de la plaque d'assise

$$N_a = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \cdot 350}{1000} \right) \cdot \frac{16}{\left( 1 + \frac{16}{235} \right)^2} \cdot (320 + 6,4 \cdot 4,8 + 3,5 \cdot 3,2) \geq N_{st}$$

$$N_a = 3576,75kg \geq N_{st} = 1162kg \quad \text{c'est veriffiee}$$

**10.12.VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BÉTON:**

effort de compression N<sub>U</sub> =14,19KN

$$\sigma = \frac{N}{h \cdot b} \leq \sigma_b = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma = \frac{14190}{270 \cdot 135} = 0,38kg/mm^2$$

$$\sigma_b = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,16MPA = 1,416kg/mm^2$$

$$\Rightarrow \sigma = 0,38kg/mm^2 \leq \sigma_b = 1,416kg/mm^2 \quad \text{c'est vérifiée}$$

**10.13. L'ÉPAISSEUR DE LA PLATINE :**

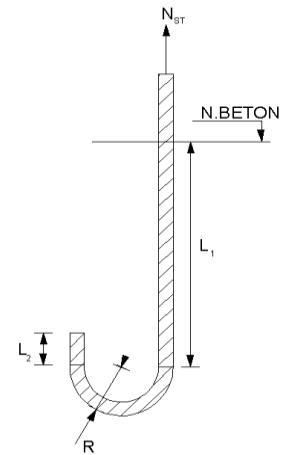


Figure X.5:tige d'encrage

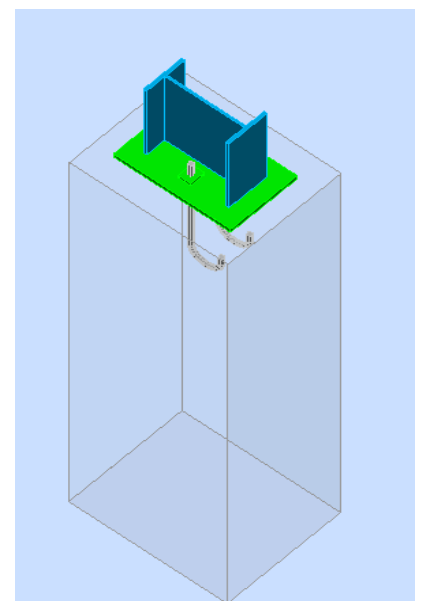


Figure X.6:schéma perspective d'un pied de potelet

$$\Rightarrow t = c \sqrt{\frac{3\sigma}{f_y}} = 50 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 3,8}{235}} = 11,01 \text{ mm}$$

On prend :

t=15mm

Conclusion:

on adopte six tiges( $\Phi$  ,  $l_1$  ,  $l_2$  , R)=(16, 320,32, 48)mm.

et une platine ( $h_1$ . $b_1$ .t)=(37.23,5.1,5)cm.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

### Calcul du Pied de Poteau articulé

'Les pieds de poteaux articulés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)

OK

Ratio

0,61

## GENERAL

Assemblage N° : 4

Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé

Noeud de la structure : 122

Barres de la structure : 77

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé : IPE 270

Barre N° : 77

$\alpha$  = 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c$  = 270 [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc}$  = 135 [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc}$  = 7 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc}$  = 10 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c$  = 15 [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c$  = 45,95 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc}$  = 5789,78 [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{ec}$  = 235,00 [MPa] Résistance

### PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd}$  = 370 [mm] Longueur  
 $b_{pd}$  = 235 [mm] Largeur  
 $t_{pd}$  = 15 [mm] Epaisseur  
 Matériau : ACIER



$\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

### **PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pp} = 405$  [mm] Longueur

$b_{pp} = 148$  [mm] Largeur

$t_{pp} = 5$  [mm] Epaisseur

### **ANCORAGE**

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 16$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n = 2$  Nombre de tiges d'ancrage dans la colonne

$e_v = 100$  [mm] Entraxe

### **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 60$  [mm]

$L_2 = 320$  [mm]

$L_3 = 96$  [mm]

$L_4 = 32$  [mm]

### **Plaquette**

$l_{wd} = 40$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 48$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

### **SEMELLE ISOLEE**

$L = 500$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 400$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 1600$  [mm] Hauteur de la semelle

### **BETON**

$f_{c28} = 25,00$  [MPa] Résistance

$\sigma_{bc} = 14,17$  [MPa] Résistance

$n = 7,00$  ratio Acier/Béton

### **SOUDURES**

$a_p = 8$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

### **EFFORTS**

Cas : 5: V

$N_c = 0,00$  [kN] Effort axial de compression

$N_t = 36,67$  [kN] Effort axial de traction

$Q_y = 0,06$  [kN] Effort tranchant

$Q_z = 0,30$  [kN] Effort tranchant

$N_c = 0,00$  [kN] Effort axial de compression

$N_{(Qy)} = 36,67$  [kN] Effort axial

$N_{(Qz)} = 36,67$  [kN] Effort axial

## RESULTATS

### POTEAU

$s = 100$  [mm] Entraxe verticale des boulons d'ancrage

Ame

$|N| \leq \sigma_{ec} * t_{wc} * \pi * (s - t_{wc})/2$  |13,73| < 227,55 **vérifié** (0,06)

Soudure âme

$|N| \leq (s - t_{wc}) * \sigma_{ec} * a_p / (k * \sqrt{0.2})$  |13,73| < 560,91 **vérifié** (0,02)

Soudure semelle

$|N| \leq (2 * a_p * (2 * b_{fc} - t_{wc}) * \sigma_{ec} * a_p) / (t_{fc} * k * \sqrt{2})$  |22,95| < 362,84 **vérifié** (0,06)

### ANCRAGE

Adhérence

$|N| \leq \pi * d * \tau_s * (L_2 + 6.4 * r + 3.5 * L_4)$  |18,34| < 46,82 **vérifié** (0,39)

Section

$|N| \leq 0.8 * A_s * \sigma_e$  |18,34| < 30,14 **vérifié** (0,61)

Section

$|T_z| \leq \sqrt{[\sigma_e^2 * A_b^2 - N^2] / 1.54}$  |0,30| < 5,62 **vérifié** (0,05)

Section

$|T_y| \leq \sqrt{[\sigma_e^2 * A_b^2 - N^2] / 1.54}$  |0,06| < 5,62 **vérifié** (0,01)

### PLATINE

Traction

$|N| \leq 2 * (1.185/6) * p * \sigma_e * t_{pd} * t_{pd}$  |36,67| < 147,24 **vérifié** (0,25)

Flexion 1-1

$|N| \leq (t_{pd}^2 * b_{pd} * I_{pd} * \sigma_e) / (0.8^2 * (b_{pd} - b_{fc})^2)$  |0,00| < 718,36 **vérifié** (0,00)

Flexion 2-2

$|N| \leq (t_{pd}^2 * b_{pd} * I_{pd} * \sigma_{ep}) / (0.8^2 * 1.22^2 * (I_{pd} - h_c)^2)$  |0,00| < 482,64 **vérifié** (0,00)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,61

## 11. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### 11.1. INTRODUCTION:

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations.

La fondation constitue la partie dite infrastructure d'un ouvrage, leur rôle est de transmettre correctement au sol les effets apportés par la superstructure de réaliser l'encastrement de la superstructure dans le sol, et de limiter le tassement différentiel.

On doit chaîner les semelles pour réaliser un ensemble rigide qui peut résister aux efforts horizontaux dus au séisme pour cela, on utilise des longrines de section (30x40) cm, le béton de propreté en contact avec le sol est pris d'une épaisseur égale à 10cm.

Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

### 11.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ La facilité d'exécution (coffrage).
- ✓ L'économie.

La contrainte admissible de notre sol site S2 est :  $\sigma_{sol} = 2$  bars

Niveau de bon sol: D = -1,6 m

### 11.3. CALCUL DE FONDATIONS SOUS LE POTEAU:

#### 11.3.1. Détermination des sollicitations:

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées

Selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ G+Q+E
  - ✓ G+Q-E
  - ✓ 0,8G+Q+E
  - ✓ 0,8G+Q-E
- art10.1.4.1.RPA99/2003 □

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91.

- ✓ ELS : G+Q
- ✓ ELU : 1,35 G+ 1,5 Q

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol qu'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables à partir de robot et sous le poteau IPE 450 sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	combinaison			
	G+Q+E G+Q-E	0,8G +E 0,8G- E	ELU	ELS
Nmax (KN)	197,88	102,96	278,55	199,91
My(KN.m)	29,06	18,60	53,52	37,48
MZ (KN.m)	19,44	16,81	7,57	5,43
Vy (KN)	13,78	11,18	7,45	5,38
VZ (KN)	11,26	5,27	18,43	12,35

TablrauXI.1:valeur de sollicitations

**11.3.2.Pré dimensionnement de la semelle de poteau :**

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu’elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base

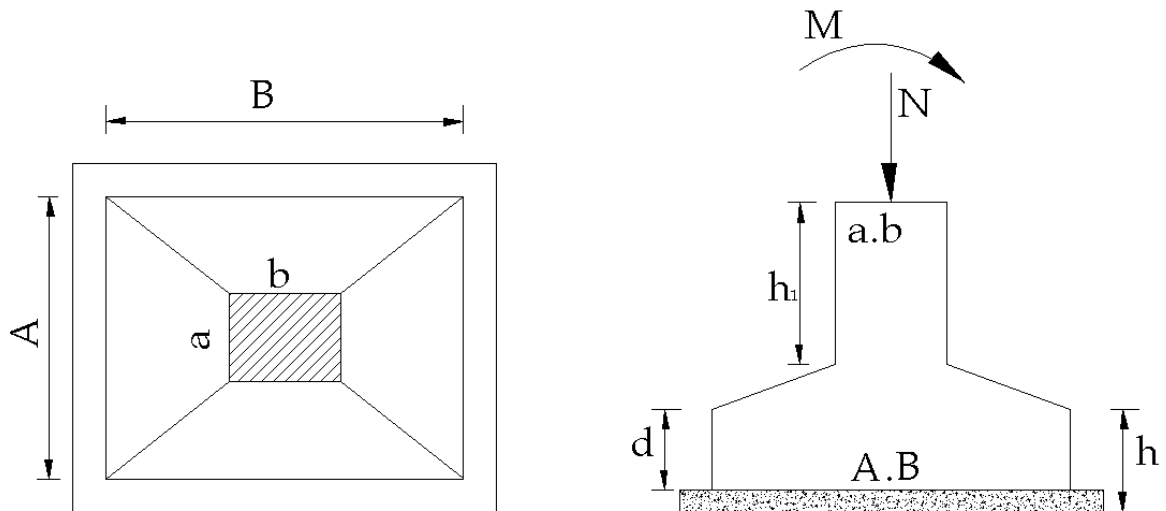


Figure XI.1:schéma détailler d'une fondation isolé

a et b : dimension de béton au Toure de la platine du poteau considéré. (IPE450)

A et B : dimension de la semelle.

h : d + c ; avec c = 10 cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par

$$d \geq \max \begin{cases} (B-b)/4 \\ (A-a)/4 \end{cases}$$

**11.3.3. Critère de non poinçonnement:**

$\sigma_M \leq 2\sigma_{sol}$  Situation accidentelle

$\sigma_M \leq 1,33\sigma_{sol}$  Situation durable

$\sigma_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

a) Situation accidentelle :  $\sigma_M \leq 2\sigma_{sol}$

$\sigma_M = N/A.B.(1+6e_0/A)$

$e_0 = M_U/N_U = 53,52/278,55 = 0,19m$

$\sigma_{sol} = 2,00bar$

$a = 40\text{ cm}$  et  $b = 65\text{ cm}$

$A/B = a/b = 40/65 = 0,61 \Rightarrow B = A/0,61$

- $N_U/A.B.(1+6e_0/A) = 0,61.27855/A^2 .(1+6. 19/A) \leq 4$
- $\Rightarrow A = 96,31cm ; B = 157,88\text{ cm}$

On prend  $A = 100,00cm ; B = 160,00$  .

b) Situation durable :  $\sigma_M \leq 1,33\sigma_{sol}$

- $N_U/A.B.(1+6e_0/A) = 0,61. 27855/A^2 .(1+6. 19/A) \leq 2.66$

$\Rightarrow A = 113,21cm ; B = 185,59cm$

$\Rightarrow$  On prend le max :  $A = 120cm ; B = 190cm$

- $d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (B-b)/4 = (190-65)/4 = 31,25cm \\ (A-a)/4 = (110-40)/4 = 20,00cm \end{array} \right.$

On prend  $d = 35cm$

$h = d+c = 35+10 = 45cm$

$h_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$h_2 \leq (A-a)/2 = 40cm$

$h_1 = 160 - 45 - 25 = 90\text{ cm}$

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$Sens\ B \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = N/A.B.(1+6e_0/B) \\ \sigma_{min} = N/A.B.(1-6e_0/B) \end{array} \right. \leq \left\{ \begin{array}{l} 2\sigma_{sol} \text{ Situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \text{ Situation durable} \end{array} \right.$

avec :  $e_0 = M_Z/N$

$sens\ A \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = N/A.B.(1+6e_0/A) \\ \sigma_{min} = N/A.B.(1-6e_0/A) \end{array} \right. \leq \left\{ \begin{array}{l} 2\sigma_{sol} \text{ Situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \text{ Situation durable} \end{array} \right.$

avec :  $e_0 = M_Y/N$

$\sigma_{moy} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4 \leq \sigma_{sol}$

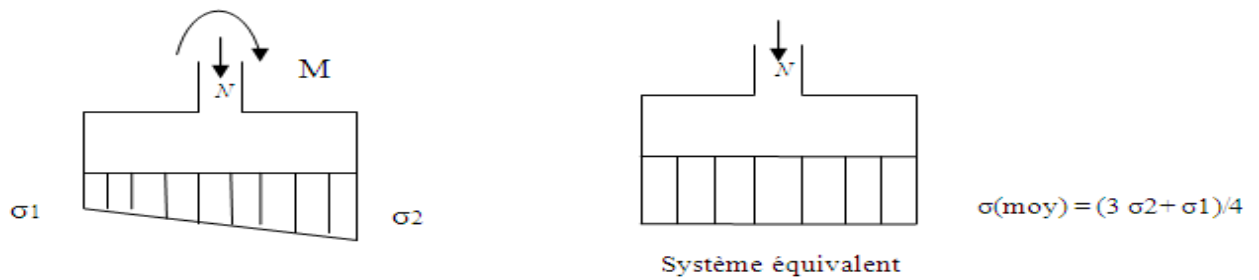


Figure XI.2:schéma de contrainte

$\sigma_2 = \sigma_{max}$  ;  $\sigma_1 = \sigma_{min}$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de sollicitation		sens	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (bar)	σ <sub>min</sub> (bar)	σ <sub>moy</sub> (bar)	σ <sub>sol</sub> (bar)
ACC		A	0,14	1,48	0,26	1,17	2,00
		B	0,098	1,14	0,6	1,00	
durable	EL	A	0,19	1,95	0,06	1,48	
	U	B	0,027	1,33	1,12	1,27	
	EL	A	0,18	1,67	0,09	1,27	
	S	B	0,027	0,95	0,80	0,91	

TablrauxI.2: valeur de contraintes

les contraintes sont vérifiées donc nous avons comme section de semelle pour nos poteaux (1,20 x1, 90) m.

**11.3.4.Vérification de la stabilité au renversement :**

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} A/4 = 1,2/4 = 0,3m & \text{sens A} \\ B/4 = 1,9/4 = 0,47m & \text{sens B} \end{cases} \quad \text{(RPA 99 v 2003.Art.10.1.5)}$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

**11.3.5. Détermination des armatures de la semelle: (BAEL 91)**

✓ Poids de la semelle:

$p = ((A \cdot B \cdot d) + (a \cdot b \cdot h_1)) \gamma = ((1,20 \cdot 1,90 \cdot 0,35) + (0,4 \cdot 0,65 \cdot 1,2)) \cdot 25 = 27,75 \text{ KN}$

$N_U = N + 1,35p = 278,55 + 1,35 \cdot 27,75 = 316,01 \text{ KN}$

$\sigma = N_U / S \leq \sigma_{sol} \Rightarrow 31601 / (120 \cdot 190) = 1,38 \text{ bar} \leq 2 \text{ bar}$  c'est vérifiée

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 \leq b/6 & \text{sens B} \\ e_0 \leq a/6 & \text{sens A} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 \leq B/24 & \text{sens B} \\ e_0 \leq A/24 & \text{sens A} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous L'effet d'un effort normal fictif.

$$N' = N \cdot (1 + (3 \cdot e_0)/B) \quad \text{sens B}$$

$$N' = N \cdot (1 + (3 \cdot e_0)/A) \quad \text{sens A}$$

Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$ .

$$M_1 = (4 \cdot B + 0,3 \cdot b - 9 \cdot e_0) \left[ \frac{\frac{B}{2} - 0,35 \cdot b}{\frac{B}{2} - e_0} \right]^2 \cdot \frac{N}{27} \quad \text{sens B}$$

$$M_1 = (4 \cdot A + 0,3 \cdot a - 9 \cdot e_0) \left[ \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \cdot a}{\frac{A}{2} - e_0} \right]^2 \cdot \frac{N}{27} \quad \text{sens A}$$

✓ Vérifications des conditions :

$$e_0 = 0,17\text{m} \quad \text{sens A}$$

$$e_0 = 0,024\text{m} \quad \text{sens B}$$

$$(1) \begin{cases} e_0 = 0,024\text{m} \leq b/6 = 0,65/6 = 0,10\text{m} & \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$e_0 = 0,17\text{m} \geq a/6 = 0,40/6 = 0,06\text{m} \quad \text{non vérifiée}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 = 0,024\text{m} \leq B/24 = 1,90/24 = 0,08\text{m} & \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$e_0 = 0,17\text{m} \geq A/24 = 1,2/24 = 0,05\text{m} \quad \text{non vérifiée}$$

✓ calcul de effort normal fictive, sens B:

$$N' = N \cdot (1 + 3 \cdot e_0/B)$$

$$N' = 316,01 \cdot (1 + 3 \cdot 0,024/1,9) = 327,98\text{KN}$$

$$N' = 327,98\text{KN}$$

✓ calcul de moment  $M_1$  sens A:

$$M_1 = (4 \cdot A + 0,3 \cdot a - 9 \cdot e_0) \left[ \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \cdot a}{\frac{A}{2} - e_0} \right]^2 \cdot \frac{N}{27}$$

$$M_1 = (4 \cdot 1,2 + 0,3 \cdot 0,40 - 9 \cdot 0,17) \left[ \frac{\frac{1,2}{2} - 0,35 \cdot 0,40}{\frac{1,2}{2} - 0,17} \right]^2 \cdot \frac{327,98}{27}$$

$$M_1=47,12\text{KN.m}$$

✓ calcul de ferrailage : sens B

$$f_{c28}=25\text{MPa} \Rightarrow \sigma_b = f_{c28}/\gamma_b = 25/1,5 = 16,66\text{MPa}$$

$$Fe\ 400\text{MPa} \Rightarrow \sigma_s = Fe/\gamma_a = 400/1,15 = 348\text{MPa}$$

$$d_b = \frac{B-b}{4} = \frac{1,9-0,65}{4} = 0,31\text{m}$$

$$A_b = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \sigma_s} = \frac{327,98 \cdot 1250 \cdot 10^3}{8 \cdot 310 \cdot 348} = 475,03\text{mm}^2 = 4,75\text{cm}^2$$

### 11.3.6. Condition de non fragilité : (Art A-4.2.1 BAEL91)

✓ sens B:

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 190 \cdot 31 \cdot \frac{2,1}{400} = 6,88\text{cm}^2$$

$$A_{\text{choix}} = 7T12 = 7,92\text{cm}^2$$

✓ sens A :

-calcul de ferrailage : sens A

$$d_a = d_b - \Phi_b = 310 - 12 = 298\text{mm}$$

$$A_a = \frac{M_1}{d_a \cdot \sigma_s} = \frac{47,12 \cdot 10^6}{298 \cdot 348} = 454,37\text{mm}^2 = 4,54\text{cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 120 \cdot 29,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,31\text{cm}^2$$

$$A_{\text{choix}} = 6T12 = 6,79\text{cm}^2$$

### 11.3.7. encrage des barres: $\psi = 1,5 \Rightarrow$ barre (H.A)

$$l_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4,0 \cdot 6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}}$$

$$l_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4,0 \cdot 6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1} = 42,32\text{cm}$$

-Les armatures seront prolonge jusqu'aux extrémités de la semelle et ne comprennent pas d'accrochage (sens) par ce que :  $B/8 \leq l_s \leq B/4$

$$B/8 = 23,75\text{cm} \leq l_s = 42,32\text{cm} \leq B/4 = 47,5\text{cm}$$

-Les armatures seront prolonge jusqu'aux extrémités de la semelle et comprennent d'accrochages (sens A) par ce que :  $l_s \geq A/4$

$$l_s = 42,32\text{cm} \geq A/4 = 30\text{cm}$$

### 11.4. FERRAILAGE DE AMORCE POTEAU (fut):

Les fondations sont ancrées à  $D=1,6\text{m}$  au dessous du sol ; donc on prévoit un amorce poteau en B.A (fût) de dimension (65.40) cm

$$M_U = 53,52\text{kN.m}$$



$$N_U = 278,55 \text{ kN}$$

$$e_0 = M_U / N_U = 53,52 / 278,55 = 0,19 \text{ m}$$

$$h/2 = 65/2 = 31,5 \text{ cm}$$

$c = c'$ : enrobage ( $c = 3 \text{ cm}$ )

$e_0 = 19 \text{ cm} \leq h/2 - c = 29,5 \text{ cm} \Rightarrow$  La Section est entièrement tendue

✓ Section comprimée

$$A' = \max\left(\frac{N \cdot e'}{(d - c) \cdot \sigma_s}; A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

✓ Section tendue

$$A = \max\left(\frac{N \cdot e}{(d - c) \cdot \sigma_s}; A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$e' = \frac{h}{2} - e_0 - c' = \frac{65}{2} - 19 - 3 = 10,5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h}{2} + e_0 - c = \frac{65}{2} + 19 - 3 = 48,5 \text{ cm}$$

$$B = h \cdot b = 65 \cdot 40 = 2600 \text{ cm}^2$$

$$A' = \max\left(\frac{2785,5 \cdot 10,5}{(62 - 3) \cdot 348}; A_{\min} = \frac{2600 \cdot 2,1}{400}\right) = \max(1,42; 13,65) \text{ cm}^2$$

$$A' = 13,65 \text{ cm}^2$$

$$A = \max\left(\frac{2785,5 \cdot 48,5}{(62 - 3) \cdot 348}; A_{\min} = \frac{2600 \cdot 2,1}{400}\right) = \max(6,57; 13,65) \text{ cm}^2$$

✓ Section totale de l'armature

$$A_t = A + A' = 13,65 \cdot 2 = 27,3 \text{ cm}^2$$

✓ Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale d'un Poteau est 0,8%B

avec : B:section de Poteau

Diamètre minimale est de 1,2cm

$$0,008 \cdot (40 \cdot 65) = 20,8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(27,3; 20,8) = 27,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choix}} = 18T14 = 27,71 \text{ cm}^2$$

la distance maximale entre barres est 25cm

armatures transversales

✓ Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.) armatures transversales des Poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{\rho \cdot Vu}{h_1 \cdot f_e}$$

$Vu$ : effort tranchant de calcul = 18,43KN

$h_1$ : hauteur total de la section brute

$f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant  $\rho=2,5$  pour notre cas.

t: espacement des armatures transversales  $t \leq \min(10 l ; 15\text{cm})=14\text{cm}$

$$A_t = \frac{\rho \cdot Vu \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \cdot 18430 \cdot 140}{1150 \cdot 400} = 14,02\text{cm}^2$$

$$A_{\text{choix}} = 14\text{T}12 = 15,83\text{cm}^2$$

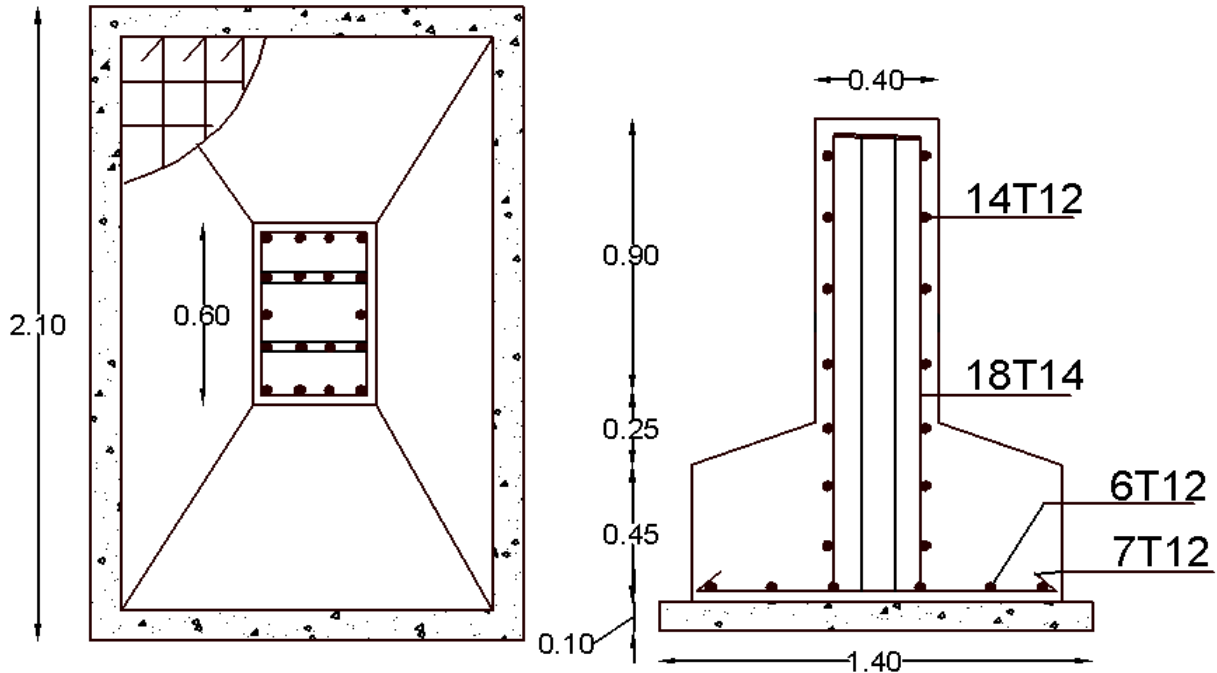


Figure XI.3:schéma de ferrailage pour fondation et fut(poteau)

### 11.5.FONDATION SOUS POTELET :

Nous avons des potelets IPE 270, la surface de béton au tour de la platine du potelet S :

$$S = a \cdot b ; a = 40\text{cm}, b = 50\text{cm}$$

$$N_U = 14,19\text{KN}$$

$$\sigma = N_U / S \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 1419 / B^2 \leq 2 \text{ bar}$$

$$B = \sqrt{\frac{1419}{2}} = 26,63\text{cm}^2$$

On prend:  $B = 1,00\text{m}$  et  $A = 0,80\text{m}$

$$S = 1 \cdot 0,8 = 0,8\text{m}^2$$

$$(B-b)/4 = (100-50)/4 = 12,5\text{cm}$$

$$d \geq \max \begin{cases} (B-b)/4 = 12,5\text{cm} \\ (A-a)/4 = (80-40)/4 = 10\text{cm} \end{cases}$$

On prend  $d = 20\text{cm}$

#### 11.5.1.L'encrage :

$$h = d + c = 20 + 10 = 30\text{cm}$$

$$h_2 \leq (A-a)/2 = 20\text{cm}$$

$$h_1 = 1,60 - 0,30 - 0,15 = 1,15 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_1 = 1,15 \text{ cm}$$

On doit vérifier que:

$$\sigma = N_U / S \leq \sigma_{\text{sol}}$$

### 11.5.2. Poids de la semelle:

$$p = ((A \cdot B \cdot d) + (a \cdot b \cdot h_1)) \gamma = ((0,8 \cdot 1,0 \cdot 30) + (0,4 \cdot 0,5 \cdot 1,15)) \cdot 25 = 11,75 \text{ KN}$$

$$N_U = N + 1,35p = 14,19 + 1,35 \cdot 11,75 = 30,05 \text{ KN}$$

$$\sigma = N_U / S \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 3005 / (100 \cdot 80) = 0,37 \text{ bar} \leq 2 \text{ bar} \quad \text{c'est vérifiée}$$

### 11.6. Calcul des armatures :

Calcul de ferrailage par la méthode des bielles : la semelle se comporte en une semelle isolée la transmission de N par des bielles.

$$F_A = \frac{N_u(A-a)}{8d} = \frac{30,05(0,8-0,4)}{8 \cdot 0,2} = 7,51 \text{ KN}$$

$$F_B = \frac{N_u(B-b)}{8d} = \frac{30,05(1-0,5)}{8 \cdot 0,2} = 9,39 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{F_a}{A_A} \Rightarrow A_A = \frac{F_A}{\sigma_s} = \frac{7510}{348} = 21,58 \text{ mm}^2 = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_B = \frac{F_B}{\sigma_s} = \frac{9390}{348} = 26,98 \text{ mm}^2 = 0,26 \text{ cm}^2$$

### 11.7. Condition de non fragilité:

$$\text{a) } A_{\text{min}} = 0,23 \cdot A \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 80 \cdot 20 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{b) } A_{\text{min}} = 0,23 \cdot B \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 20 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,41 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$\text{a) } A_{\text{choix}} = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{b) } A_{\text{choix}} = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

### 11.8. encrage des barres: $\psi = 1,5 \Rightarrow$ barre (H.A)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}}$$

$$l_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1} = 42,32 \text{ cm}$$

-Les armatures seront prolonge jusqu'aux extrémités de la semelle et comprennent d' des accrochages (sens A et B) par ce que :  $l_s \geq A/4$  ;  $l_s \geq B/4$

$$l_s = 42,32 \text{ cm} \geq A/4 = 20 \text{ cm}$$

$$l_s = 42,32 \text{ cm} \geq B/4 = 25 \text{ cm}$$

### 11.9. Ferrailage de amorce poteau (fût):

Les fondations sont ancrées à D=1,6m

au dessous du sol ; donc on prévoit un amorce poteau en B.A (fût) de dimension (50.40) cm

✓ Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale d'un Poteau est 0,8%B.

avec : B:section de Poteau

Diamètre minimale est de 1,2cm

$$0,008 \cdot (40 \cdot 50) = 16\text{cm}^2$$

$$A_{\text{choix}} = 16\text{T}12 = 18,10\text{cm}^2$$

la distance maximale entre barres est 25cm

armatures transversales

✓ Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.) armatures transversales des Poteaux sont calculées par

$$\text{la formule : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot Vu}{h_1 \cdot f_e}$$

$Vu$ : effort tranchant de calcul =1,03KN

$h_1$ :hauteur total de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant  $\rho=2,5$  pour notre cas.

$t$ : espacement des armatures transversales  $t \leq \min(10 l ; 15\text{cm}) = 14\text{cm}$

$$A_t = \frac{\rho \cdot Vu \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \cdot 1030 \cdot 140}{1150 \cdot 400} = 0,78\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot 37 \cdot 30 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,34\text{cm}^2$$

$$A_{\text{choix}} = 6\text{T}10 = 4,71\text{cm}^2$$

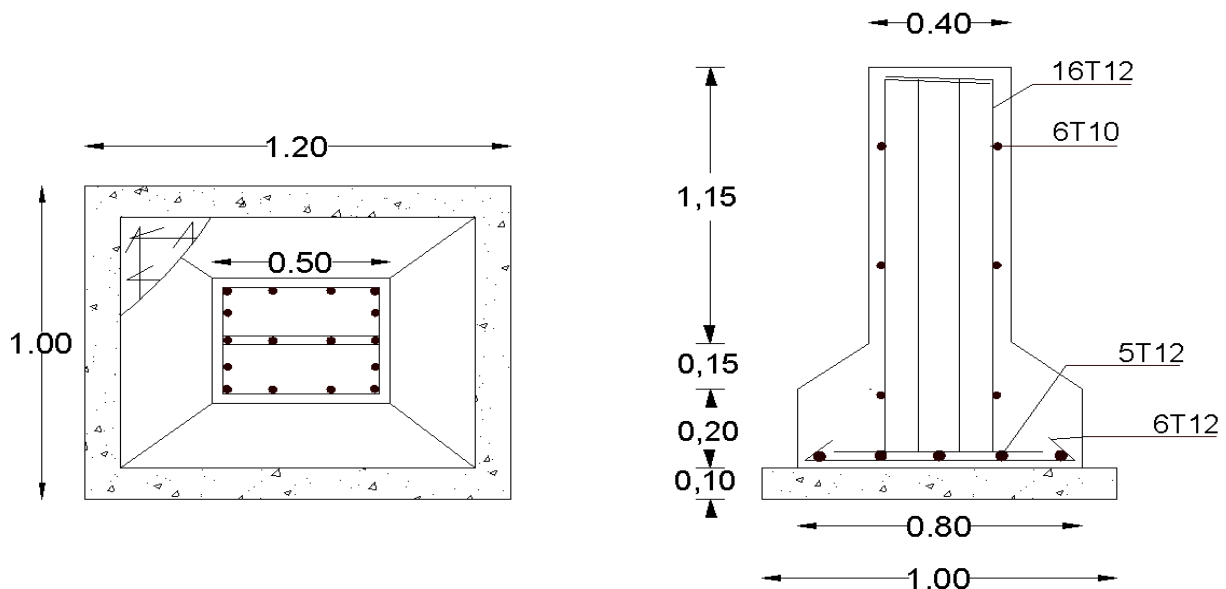


Figure XI.4: ferrailage de fondation et fut (potelet)

### 11.10. CALCUL DE LONGRINES

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction. Elles s'opposent aussi aux tassements différentiels.

### 11.11. PRÉ DIMENSIONNEMENT :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le (RPA99v 2003.Art.10.1.1) sont:

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :( 30x40) cm<sup>2</sup>

### 11.12.CALCUL DE FERRAILLAGE :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale:

$$F=N/\alpha \geq 20KN \quad \text{et} \quad \alpha = 15\alpha \quad (\text{zone IIa, site S2}) \quad (\text{RPA99V2003.Art.10.1.1.b})$$

$\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$$\text{ELU} \Rightarrow F_A = \frac{278,55}{15} = 18,57KN$$

$$\text{ELS} \Rightarrow F_A = \frac{199,91}{15} = 13,32KN$$

#### 11.12.1.section des armatures :

$$\text{ELU} \Rightarrow A = \frac{F_A}{\sigma_s} = \frac{1857}{348} = 5,33mm^2 = 0,05cm^2$$

$$\text{ELS} \Rightarrow A = \frac{F_A}{\sigma_s} = \frac{1332}{348} = 3,82mm^2 = 0,04cm^2$$

Le ferrailage minimal donne par le RPA 2003 est de 0,6%(b.h) avec des cadres dont l'espacement ne dépasse pas le minimum de (20cm ; 15 ØL).

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 30 \cdot 40 = 7,2cm^2$$

#### 11.12.2.Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,34cm^2$$

$$A = \max(7,2 ; 1,34) = 7,2cm^2 \Rightarrow A_{\text{choix}} \text{ 6T14} = 9,24cm^2$$

### 11.13. Ferrailage transversal : art. A.7.2.2 / BAEL91

Diamètre des armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\min}\right) = \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 14\right) = 1,14cm$$

$$\phi_{\text{choix}} = 0,8cm \leq 1,14cm$$

Les armatures transversales sont réalisées

par un cadre et étrier de  $\phi = 8mm$

On adopte **4Ø8 = 2,01cm<sup>2</sup>**.

L'espacement:

$$St \leq \min(20cm \text{ et } 15 \cdot 1,4) = 20cm$$

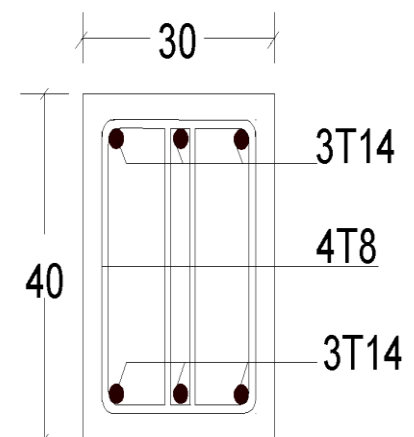


Figure XI.5: ferrailage de longrine

### RESUME

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances Complémentaires nécessaires pour notre formation, cela en appliquant les différentes règles De calcul et de conception, et en se familiarisant avec les règlements en vigueur à savoir le RPA99 version 2003, le D.T.R et Eurocode, CM 97 , BAEL.

Par ailleurs, au cours de cette étude nous avons parvenu à certaines conclusions qui sont :

-Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques (hangar) mais La présence des planchés mixte rigidifier la structure qui est sensible aux actions sismique, les systèmes de contreventements lui assura un bon comportement vis a vis de ces derniers.

-l'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté, rapidité d'exécution ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.

-La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques. Néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'une structure bien dimensionnée.

-L'utilisation d'une version éducatif du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSES** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, de tiré les efforts et enfin de vérifié les éléments aux différents phénomènes d'instabilité conformément aux règlements en vigueur.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant, l'économe de réalisation et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, qui sont l'une des principales règles dans le domaine de la construction.

### Abstract

The project consists in studding an industrial structure which is implanted at tissemsilt.

The structure composed with one floor with mezzanine.

The building is height of 8,4 m; its stability assured by portals braced by bearings.

The dynamic analysis of our structure was realized by software of calculation, which is the **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**.

The sizing of all the resistant elements was developed according to rules in vigor's (Eurocode 3,CM97,DTR, BAEL91, RPA99 ...)

### خلاصة

ان دراسة هذا المشروع سمح لنا بتوسعة معارفنا في مجال البناء اي مجال الهندسة المدنية الذي هو فضاء واسع ومتجدد حيث يتوجب احترام القوانين العامة للهندسة المدنية (اوروكود) و القواعد الخاصة بالبلد (القوانين الشبه زلزالية الجزائرية). كما ان للعوامل الطبيعية(الزلازل ,الرياح, درجة الحرارة ) تأثير على البناء من حيث الابعاد و لارتفاع كما هو الحل بالنسبة لمشروعنا اذ ان للرياح تأثير اقوى مقارنة مع الزلازل .

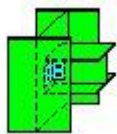
وتم استعمال في هذه الدراسة برنامج حاسوبي (روبو ستريكتر)لتسهيل الحسابات وسرعة التنفيذ وكذا برنامج (اوتوكاد) لأعمال الرسم .

ان الهندسة المدنية اختصاص يسمح بالتغلب على قوى الطبيعة والتحكم فيها لما يخدم مصلحة الانسان من حيث شكل المنشأ , من حيث تكلفة الإنجاز , مدة الانجاز . ومدى امن واستقرار المشاء.

## RÉFÉRENCES et BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Règlement Neige et vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, ministère de l'habitat 1999.
- [2] : Document technique réglementaire D.T.R – B C-2.44 : Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 », Ministère de l'habitat.
- [3] : Règles Parasismique Algériennes : RPA 99/ Version 2003.  
Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre national de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [4] : Calcul des Structures selon l'EUROCODE 3, Jean Morel, Edition : EYROLLES,
- [5] : Calcul des éléments de construction métalliques .dahmani lahlou.
- [6] : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, D.T.R B-C 2.4, Ministère de l'habitat.
- [7] : dimensionnement des structure en béton selon eurocode 2
- [8] : cours de charpente métallique (étude théoriques expérimentales et réglementaires
- [9] : calcul pratique des structures métalliques .Centre national de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique.
- [10] : charges permanentes et charges d'exploitation.
- [11] : structure Métallique. Conception des structures de bâtiments ' cours de l'école nationale des ponts et chaussées). Réaliser par Yvon lescouarc'h
- [12] : Béton armé aux états limites (BAEL91).
- [13] : Anciens projets de fin d'étude (Université de tiaret;Bejaia) :



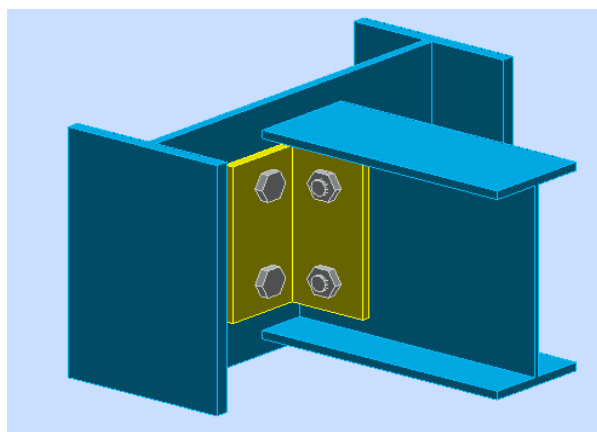
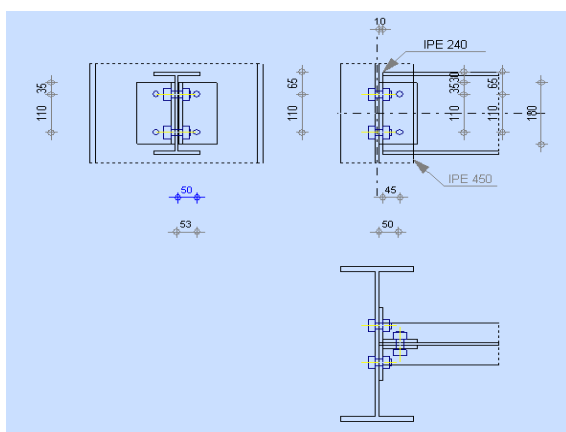


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

**Calcul de l'assemblage par cornières**

(poteau poutre sabliere)

CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)

Ratio  
**0,02**

Assemblage N° : 17

Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poteau (âme)

Noeud de la structure : 48

Barres de la structure : 29, 310

**Géométrie****Poteau**

Profilé : IPE 450

Barre N° : 29

$\alpha_1 = -90,0$	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c = 450$	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} = 190$	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} = 9$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} = 15$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c = 21$	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c = 98,82$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} = 33742,90$	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

$\sigma_{ec} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Poutre portée

Profilé : IPE 240

Barre N° : 310

$\alpha_2 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 240$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 120$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 15$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 39,12$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 3891,63$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Cornière

Profilé : CAE 100x10

$\alpha_3 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_c = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_c = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_c = 12$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$L_c = 180$  [mm] Longueur de la cornière

Matériau : ACIER

$\sigma_c = 235,00$  [MPa] Résistance

### Boulons

#### A) Boulons assemblant le poteau à la cornière

Classe = 4.8 Classe du boulon

Classe = 4.8		Classe du boulon
$d' = 18$	[mm]	Diamètre du boulon
$A'_s = 1,92$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v = 2,54$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f'_y = 280,00$	[MPa]	Limite de plasticité
$f'_u = 400,00$	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n' = 2,00$		Nombre de rangés des boulons
$h'_1 = 35$	[mm]	Niveau du premier boulon

### B) Boulons assemblant la cornière à la poutre

Classe = 4.8		Classe du boulon
$d = 18$	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s = 1,92$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 2,54$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_y = 280,00$	[MPa]	Limite de plasticité
$f_u = 400,00$	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n = 2,00$		Nombre de rangés des boulons
$h_1 = 35$	[mm]	Niveau du premier boulon

### Efforts

Cas : 5: ∇

$T = 2,46$  [kN] Effort tranchant

### Résultats

#### Boulons

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_s * f_y / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2)/\delta^2)} \quad |2,46| < 99,11 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_s * f'_y \quad |2,46| < 139,78 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

### PROFILES

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |2,46| < 111,57 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad |2,46| < 477,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad |2,46| < 236,76 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad |2,46| < 174,64 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

### Cornière

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |2,46| < 359,91 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad |2,46| < 507,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Pince transversale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad |2,46| < 411,25 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad |2,46| < 411,25 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad |2,46| < 293,05 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad |2,46| < 293,05 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad |2,46| < 406,23 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad |2,46| < 463,99 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,02



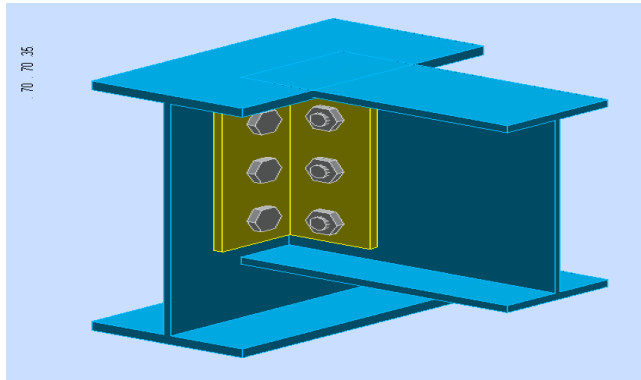
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

## Calcul de l'assemblage par cornières

(poutre secondaire poutre metresse)

CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)

OK

Ratio  
0,40

### Général

Assemblage N° : 28

Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poutre (âme)

Noeud de la structure : 311

Barres de la structure : 241, 249

### Géométrie

#### Poutre porteuse

Profilé : IPE 360

Barre N° : 241

$\alpha_1 =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h =$	360	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
$b =$	170	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_w =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_f =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r =$	18	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A =$	72,73	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre principale
$I_y =$	16265,60	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau : ACIER

$\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

### Poutre portée

Profilé : IPE 270

Barre N° : 249

$\alpha_2 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 270$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 135$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 7$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 15$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 45,95$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 5789,78$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Cornière

Profilé : CAE 100x10

$\alpha_3 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_c = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_c = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_c = 12$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$L_c = 200$  [mm] Longueur de la cornière

Matériau : ACIER

$\sigma_c = 235,00$  [MPa] Résistance

### Boulons

#### Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse

Classe = 8.8 Classe du boulon

$d' = 18$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 8.8		Classe du boulon
$A'_s =$	1,92 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v =$	2,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f'_y =$	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f'_u =$	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n' =$	2,00	Nombre de rangées des boulons
$h'_1 =$	35 [mm]	Niveau du premier boulon

### C) Boulons assemblant la cornière à la poutre portée

Classe = 8.8		Classe du boulon
$d =$	18 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,92 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_u =$	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	2,00	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	35 [mm]	Niveau du premier boulon

### Efforts

Cas : 25: ELU1  $2 \cdot 1.33 + (3+4+5+6) \cdot 1.50$

$T = -52,15$  [kN] Effort tranchant

### Résultats

#### Boulons

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1.3 \cdot n \cdot A_s \cdot f_y / (1 + (a^2 \cdot \alpha^2) / \delta^2) \quad |-52,15| < 211,19 \text{ vérifié} \quad (0,25)$$

cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 1.3 \cdot n' \cdot A'_s \cdot f'_y \quad |-52,15| < 274,56 \text{ vérifié} \quad (0,19)$$

### PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / (1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2) \quad | -52,15 | < 128,85 \quad \text{vérifié} \quad (0,40)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad | -52,15 | < 406,08 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad | -52,15 | < 271,43 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad | -52,15 | < 215,34 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

### Cornière

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / (1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2) \quad | -52,15 | < 390,44 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad | -52,15 | < 507,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

Pince transversale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad | -52,15 | < 411,25 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad | -52,15 | < 411,25 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad | -52,15 | < 333,76 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad | -52,15 | < 333,76 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad | -52,15 | < 506,70 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad | -52,15 | < 580,25 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

### Remarques

Hauteur du grugeage supérieur trop faible. 0 [mm] < 13 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,40



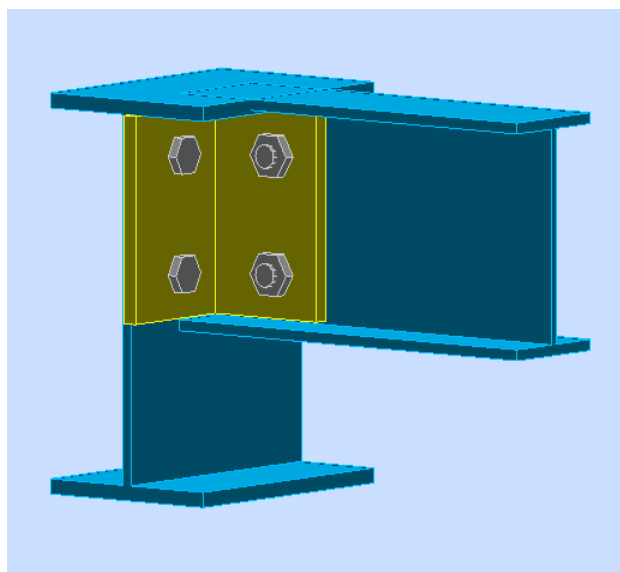
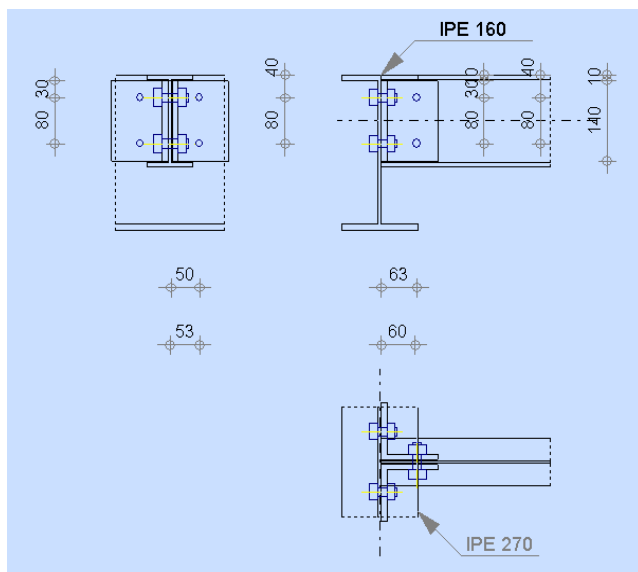


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

## Calcul de l'assemblage par cornières

(Poutre metresse solive)

CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)

Ratio  
0,15

### Général

Assemblage N° : 30

Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poutre (âme)

Noeud de la structure : 359

Barres de la structure : 249, 280

### Géométrie

#### Poutre porteuse

Profilé : IPE 270

Barre N° : 249

 $\alpha_1 = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison $h = 270$  [mm] Hauteur de la section poutre principale $b = 135$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale $t_w = 7$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale

Profilé : IPE 270

$t_f = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale

$r = 15$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale

$A = 45,95$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale

$I_y = 5789,78$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau : ACIER

$\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

### Poutre portée

Profilé : IPE 160

Barre N° : 280

$\alpha_2 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 160$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 82$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 5$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 7$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 9$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 20,09$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 869,29$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Cornière

Profilé : CAE 100x10

$\alpha_3 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_c = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_c = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_c = 12$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

Profilé : CAE 100x10

$\alpha_3 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$L_c = 140$  [mm] Longueur de la cornière

Matériau : ACIER

$\sigma_c = 235,00$  [MPa] Résistance

## Boulons

### D) Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d' = 14$  [mm] Diamètre du boulon

$A'_s = 1,15$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A'_v = 1,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$f'_y = 280,00$  [MPa] Limite de plasticité

$f'_u = 400,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n' = 2,00$  Nombre de rangés des boulons

$h'_1 = 30$  [mm] Niveau du premier boulon

### E) Boulons assemblant la cornière à la poutre portée

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$f_y = 280,00$  [MPa] Limite de plasticité

$f_u = 400,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 2,00$  Nombre de rangés des boulons

$h_1 = 30$  [mm] Niveau du premier boulon

## Efforts

Cas : 25: ELU1  $2 \cdot 1.33 + (3+4+5+6) \cdot 1.50$

$T = -8,81$  [kN] Effort tranchant

## Résultats

**Boulons**cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_s * f_y / (1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2) \quad | -8,81 | < 61,06 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_s * f'_y \quad | -8,81 | < 83,72 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

**PROFILES**Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / (1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2) \quad | -8,81 | < 60,26 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad | -8,81 | < 260,57 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad | -8,81 | < 117,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad | -8,81 | < 86,46 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

**Cornière**Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / (1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2) \quad | -8,81 | < 241,03 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad | -8,81 | < 394,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad | -8,81 | < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad | -8,81 | < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad | -8,81 | < 219,79 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad | -8,81 | < 227,93 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

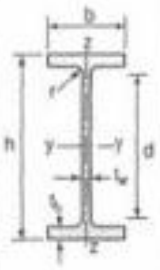
$$T \leq (2/a) * (l/v)_c * \sigma_c \quad | -8,81 | < 212,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

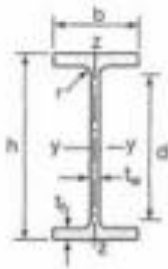
Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad | -8,81 | < 242,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,15

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
$I_x$		$I_y/V_x$	$I_y$	-	-	$I_x$	$I_x/V_y$	$I_x$	-	-	J	
$I_y$		$W_{el,y}$	$I_x$	$W_{pl,y}$	$A_{e2}$	$I_x$	$W_{el,x}$	$I_y$	$W_{pl,x}$	$A_{ey}$	$I_x$	
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70	
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20	
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74	
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,8	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45	
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60	
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79	
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98	
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,67	
IPE 240	3891,8	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88	
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94	
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,46	3,35	125,2	33,7	20,12	
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15	
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32	
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08	
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87	
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29	
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
	IFE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	



7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA										
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		Axe yy = Axe zz										
		a	a	e	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	$I_x = I_y$	$I_x/d_x = I_y/d_y$	$i_x = i_y$
a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	$I_y = I_z$	$W_{el,y} = W_{el,z}$	$i_y = i_z$		
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
	L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,68	1,13	0,60	0,39	0,26	0,59
	L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
	L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
	L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	6	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
	L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
	L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
	L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
	L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
	L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
	L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
	L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50
	L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49
	L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48
	L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66



Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
								Axe yy = Axe zz				
	a	a	e	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>	
	a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub>	i <sub>y</sub> = i <sub>z</sub>	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,69	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,61	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	6	9,63	12,27	2,26	72,26	12,68	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

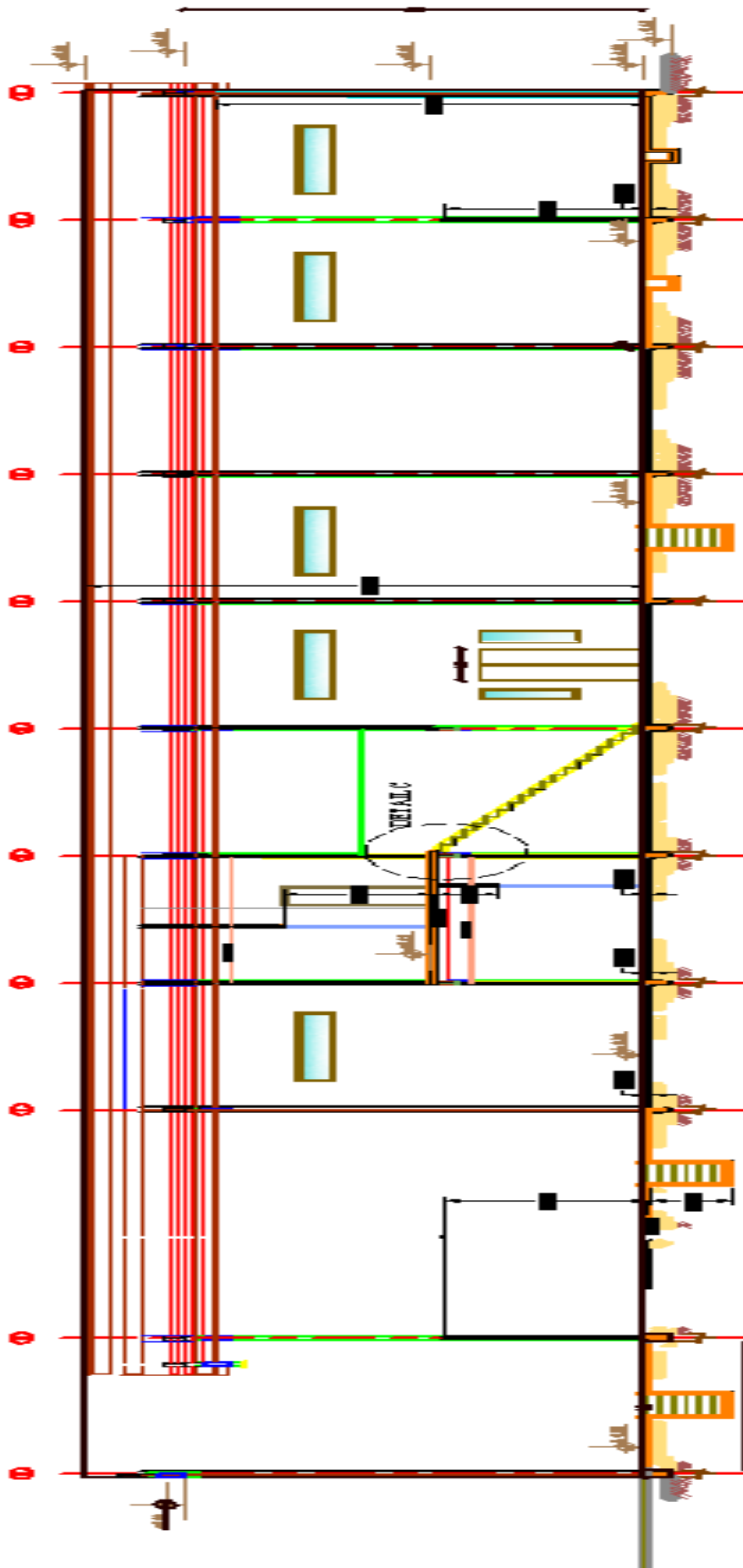
Poutrelles											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Profil	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub> = v <sub>y</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,64	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
	UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,96	2,22	5,28
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,66	2,96	7,04	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques													
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-255 Tolérances : NF A 45-255												
UAP (suite)													
	Profil	Caractéristiques de calcul											Moment d'inertie de torsion
		$I_x$	$I_y/I_x$	$I_z$	-	-	$I_y$	$I_y/I_z$	$I_z$	-	-	J	
		$I_y$	$W_{dy}$	$I_z$	$W_{ptz}$	$A_{xz}$	$I_x$	$W_{dix}$	$I_z$	$W_{ptz}$	$A_{yz}$	$I_t$	
		cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	
	UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90	
	UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65	
	UAP 130	459,56	70,70	6,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15	
	UAP 150	790,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,01	
	UAP 175	1269,99	145,14	6,86	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43	
UAP 200	1945,65	194,59	7,60	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24		
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	299,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40		
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38		
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,68	3,10	146,23	32,00	36,30		



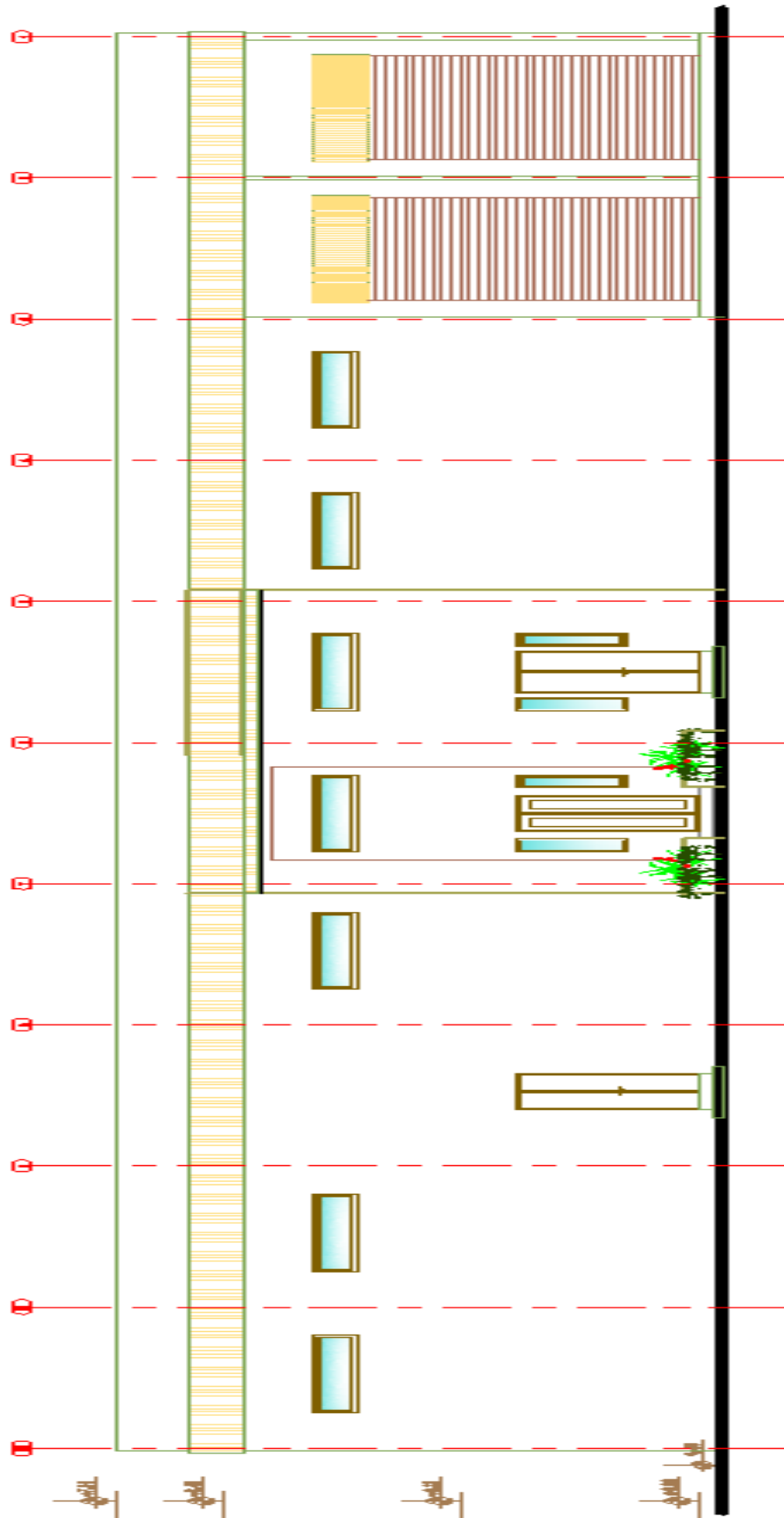
$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en  $\text{cm}^2$  de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)



COUPE A-A

ACCES PARKING



FAÇADE PRINCIPALE

