

N° Ordre. .... /FT/UMBB/2020

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

**UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES**



Faculté des Technologie

## **Mémoire de Master**

Filière : Génie mécanique

Option : Ouvrages Métalliques et chaudronnés

**Etude et conception d'un Hall de stockage et de livraison de produit sidérurgique, avec deux pont roulant de 15T et un bloc administratifs R+3**

**Promoteur :**  
Mr Meskine Mohamed

**Etablie par :**  
Melle Mezali Hassina Amel

**Encadreur :**  
Mr Titous  
Mr Mazigh

Promotion 2020/2021



## *Remerciements*

*Je remercie DIEU qui m'a donné la force et la patience pour terminer ce modeste travail.*

*J'exprime mes sincères remerciements :*

*A ma famille pour leur contribution à chaque travail que j'ai effectué.*

*A mon promoteur Mr.Meskine pour son suivi et pour son énorme soutien qu'il n'a cessé de me prodiguer tout au long de la période du projet*

*A l'ensemble des enseignants du département de Génie Mécanique et spécialement ceux de l'ouvrage métallique et chaudronnerie*

*J'adresse aussi mes vifs remerciements aux membres des jurys pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.*

*A mes encadreur Mr.Abd el wahab Melouani et Mr.sizidi Aziz de l'entreprise BATICIC. Pour leur encouragements et leurs précieux conseils.*

*Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Mezali Hassina Amel*

# SOMMAIRE

## INTROUDUCTION GENERALE

-Introduction générale

## PRESENTATION DU SUJET

I.1Présentation du sujet.....	1
I.1.1 Données géométriques du projet.....	1
I.1.2 données concernant le site.....	2
I.2 Eléments structuraux.....	2
I.2.1.Eléments principaux de la structure.....	2
I.2.2. Les éléments secondaires.....	3
I.2.3. Eléments de l'ouvrage.....	3
I.3.Caractéristiques des matériaux.....	3
I.3.1 Aciers de construction pour les éléments de structure.....	3
I.3.2 Béton pour les plancher.....	3
I.4.Règlements technique.....	3
I.5.Logiciels utilisés.....	4
I.6.Présentation schématique.....	4

## ETUDE CLIMATIQUE

II .1.Introduction.....	7
II .2.dimension de l'ouvrage.....	7
II .3. Les données relatives au site.....	7
II .4. Etude de neige.....	8
II .4. 1. Calcul de la surcharge de la neige.....	8

II .5. Etude du vent.....	9
II.5.1.Détermination du coefficient de la rugosité Cr.....	9
II.5.2.Détermination du coefficient topographique Ct(z).....	10
II.5.3.Détermination de l'intensité de la turbulence Iv.....	10
II.5.4.Détermination de coefficient d'exposition.....	11
II.5.5.Détermination de la pression dynamique de point.....	12
II.5.6.Détermination du coefficient dynamique Cd.....	12
II.5.7.Détermination du coefficient de pression intérieur.....	13
II 5.8.Détermination du coefficient de pression.....	19
II.6. Conclusion.....	27

## **ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

III-1- Introduction.....	28
--------------------------	----

### **Les pannes**

III-2- calculs des pannes.....	28
III-2-1-Hypothèse de calcul.....	28
III -2-2-Détermination de sollicitation.....	29
III -2-3-Charges et surcharge.....	30
III -2-4-Projection des charges.....	31
III -2-5-combinaisons des charge les plus défavorable.....	31
III-2-6- vérification de la flèche.....	32
III-2-7- : Vérification de la flexion bi-axiale (ELU).....	33
III-2-8- : Vérification de cisaillement (ELU).....	35
III-2-9- : Vérification de déversement (ELU).....	35
III-2-10- : calcul des liernes.....	38

### **Les lisses de bardages**

III.3.calculs des lisses de bardages.....	40
---	----



III.3.1.introduction..	40
III.3. 2.dimensionnement des lisses.....	40
<b>❖ Lisses de bardage longpan</b>	
III.3.3.determination des sollicitations.....	41
III .3.4.Charges et surcharges.....	41
III.3.5.combinaisons des charges les plus défavorable.....	42
III.3.6. condition de la flèche (ELS).....	42
III.3.7. Vérification de la flexion bi-axiale (ELU).....	43
III.3.8. Vérification de cisaillement (ELU).....	44
III.3.9. Vérification de déversement (ELU).....	45
III.3.10. calcul des liernes.....	46

**❖ Lisses de bardage longpan**

III.3.11.determination des sollicitations.....	48
III .3.12.Charges et surcharges par mètre linéaire.....	48
III.2.13.combinaisons de la charge les plus défavorable.....	49
III.3.14. condition de la flèche (ELS).....	49
III.3.15. Vérification de la flexion bi-axiale (ELU).....	50
III.3.16. Vérification de cisaillement (ELU).....	51
III.3.17. Vérification de déversement (ELU). ....	52
III-3-18- : calcul des lierne.s.....	53

**Les potelets**

III-4- calculs des potelets.....	56
III.4.1.Hypothèse de calcul.....	56
III.4.2.Détermination de sollicitation.....	57
III.4.3.Charges et surcharges.....	57
III.4.4. combinaisons des charge les plus défavorable.....	58
III.4.5.condition de la flèche (ELS).....	58

III.4.6. vérification de Moments fléchissant.....	58
III.4.7. vérification de la résistance au moment fléchissant et l'effort axial.....	59
III.4.8. vérification de l'élanement à l'instabilité.....	60
III.5. Conclusion.....	63

## **CHEMIN DE ROULEMENT**

IV-1-Introduction.....	64
IV-2-Caractéristiques du pont roulant.....	63
IV .3.Caractéristiques du chemin de roulement.....	64
IV .4. Le classement et coefficient de pont roulant.....	65
IV .5 . Calcul de la poutre de roulement PDR.....	66
IV .5 .1. Réactions des galets d'un pont roulant.....	66
IV .5.2. Réactions horizontales transversales.....	67
IV.6.pré-dimensionnement de la poutre de roulement.....	68
IV.6.1.Vérification de la flèche.....	68
IV.6.2.Vérification de moment fléchissant max.....	69
IV.6.3.Effort tranchant max.....	69
IV.7.Choix du rail.....	70
IV.7.1.Dimensions du rail de pont roulant.....	70
IV.7.2. : Dimensions du crapaud.....	70
IV.8.Vérification de la flèche pour HEA450.....	71
IV.9.Dimensionnement de la Poutre de freinage (raidisseurs) .....	72
IV.10. Détermination de l'inertie de la poutre(raidisseur).....	72
IV.11.vérification de la flèche après renforcement .....	73
IV.12.Evaluation des charges.....	73
IV.13. Charges horizontales transversales.....	73
IV.14. Vérification de la poutre de roulement.....	74

IV.14.1. Les combinaisons des charges.....	74
IV.14.2. Vérification de la flexion bi-axiale.....	76
IV.14.3. Vérification de l'effort tranchant .....	77
IV.14.4. Vérification de moment fléchissant et de l'effort axial.....	77
IV.14.5. Vérification au moment fléchissant (diversement).....	77
IV.14.6. Vérification de la résistance à l'écrasement.....	79
IV.14.7. Vérification de la résistance à l'enfoncement local (poinçonnement) .....	79
IV.14.8. Vérification de la résistance au voilement de l'âme .....	80
IV.15. Conclusion.....	81

## **ETUDE DE PLANCHER**

V.1. Introduction.....	82
V.2. Disposition des solives.....	82
V.3. Méthode de calcul.....	83
V.3.1. Phase de construction.....	83
V.3.2. Phase finale.....	86
V.4. calcul de la poutre maîtresse.....	95
V.4.1. Caractéristiques du plancher.....	95
V.4.2. combinaisons des charges les plus défavorables.....	95
V.4.3. Dimensionnement de la poutre maitresse.....	96
V.4.4. Vérification de la résistance (ELU).....	96
V.4.5. Vérification de cisaillement (ELU).....	97
V.5. calcul de la poutre secondaire.....	98
V.5.1. Caractéristiques du plancher.....	98
V.5.2. combinaisons des charges les plus défavorables.....	98
V.5.3. Dimensionnement de la poutre maitresse.....	99
V.5.4. Vérification de la résistance (ELU).....	99

V.5.5.Vérification de cisaillement (ELU).....	100
V.3. Les goujons.....	101
V.3.1 .Effort de cisaillement longitudinal.....	102
V.3.2. la résistance d'un connecteur $P_{rd}$ .....	103
V.3.3. Nombre de connecteurs.....	103
V.6.4 L'espace des connecteurs (6.1.3 EC4).....	103
V.7 .Conclusion.....	104

## **ETUDE DES ESCALIERS**

VI.1. Introduction.....	105
VI.2.Dimensionnement de l'escalier.....	105
VI.3. Calcul des marches.....	105
VI.3.1. Evaluation des charges.....	108
VI.4. Dimensionnement du limon.....	108
VI.4.1.Evaluation des charges.....	109
VI.4.2.Calcul de la charge équivalente.....	110
VI.4.3.combinaisons des charges les plus défavorables.....	110
VI.4.4. Condition de la flèche : (ELS).....	111
VI-4-5-Vérification de la résistance : (ELU).....	112
VI-4-6-Vérification de cisaillement (ELU).....	112
VI.4.7. Vérification à la compression.....	113
VI.4.8Vérification des entretoises.....	113
VI.4.9.combinaisons des charges les plus défavorables.....	114
VI.4.10.Vérification de la flèche.....	114
VI.4.11.Vérification de la résistance : (ELU).....	115
VI.5. Calcul des poutres d'appuis des limons.....	116
VI.5.1.Vérification de la poutre palier IPE200.....	116

VI.5.2. Charges d'exploitation.....	118
VI.5.3.combinaisons des charges.....	118
VI.5.4.Vérification de la flèche.....	118
VI.5.5. Vérification du moment fléchissant $M_{z,sd}$ .....	119
IV.6.Conclusion.....	120

## **ETUDE SISMIQUE**

VII-1 Introduction.....	121
VII-1-1 Historique.....	121
VII-1-2 Le séisme.....	121
VII-2 Critères de classification par le RPA99 version2003.....	122
VII-2-1 Classification des zones sismique.....	122
VII-2-2 Classification de l'ouvrage.....	122
VII-3 choix de la méthode de calcul.....	122
VII-4 Méthode d'analyse modale spectrale.....	123
VII-4-1 Principe de la méthode.....	123
VII-4-2 Nombre des modes considérer (RPA99/2003).....	123
VII-4-3 Spectre de réponse de calcul.....	123
VII-4-4 Les données de l'ouvrage.....	124
VII-4-5 Les combinaisons.....	125
VII-4-6 Calcul de la période fondamentale de la structure.....	126
VII-4-7 Poids de la structure $W$ .....	127
VII.4.7.1. Le poids du aux charges permanentes ( $W_{Gi}$ ).....	127
VII.5.Calcul de la force sismique à la base.....	132
VII.5.1.Calcul de la force sismique à la base de la structure.....	132
VII.5.2.Combinaison des réponses modales.....	134
VII.5.3.Distribution des forces selon la hauteur.....	134

VII.6. Distribution des efforts sismiques sur les files.....	135
VII.6.1. La position du centre de masse.....	135
VII.6.2. L'excentricité.....	135
VII.7. Conclusion.....	139

## **ETUDE DE CONTREVENTEMENT ET STABILITES**

VIII.1. Introduction.....	140
VIII.2. Contreventement de la toiture « poutre au vent ».....	140
VIII.2.1 Effort du vent sur les pignons.....	141
VIII.2.2.Évaluation des efforts horizontaux.....	142
VIII.2.3.Vérification des diagonales à la traction.....	145
VIII.3.Calcul de la palée de stabilité en long pan.....	147
VIII .3.1. Calcul des angles des diagonales .....	147
VIII.3.2. Longueur des diagonales.....	147
VIII.4. vérification de stabilité.....	148
VIII.5. poutre sablière.....	148
VIII.6. Conclusion.....	150

## **ETUDE PORTIQUE**

IX.1.Introduction.....	151
IX.2.Calcul du Portique.....	151

### **Hall de stockage**

IX.3. Vérification de poteau le plus sollicitée portique principale.....	153
IX.4. Vérification des traverses de portique le plus sollicité.....	155

### **Bloc administratif**

IX.5. Vérification de poteau le plus sollicité de portique principal .....	156
--	-----

IX.6. Vérification de poteau de plancher le plus sollicité.....	157
IX.7. Vérification des traverses de portique le plus sollicité.....	158
IX.8. Conclusion .....	159

## **ETUDE DES ASSEMBLAGES**

X.1. Introduction.....	160
X.2. Fonctionnement des assemblages.....	160
X.3. calcul des assemblages.....	160

### **Bloc administratif**

X.4.Assemblage Poteaux HEA500 – Traverse IPE600.....	161
X .5. Assemblage Traverse IPE600 - Traverse IPE600.....	167
X.6. Assemblage Poteaux HEA500– Poutre principale IPE400.....	172
X.7. Assemblage Poteaux HEA500– Poutre Secondaire IPE270.....	178
X.8. Assemblage Poutre secondaire IPE270– Poutre principal IPE400.....	182
X.9. Ancrage pied de Poteau HEA500.....	186
X.10. Ancrage pied de Poteau plancher HEA320.....	196

### **Hall de stockage**

X.11.Assemblage Traverse IPE600 - Traverse IPE600.....	204
X.12.Assemblage Poteaux HEA550 – Traverse IPE600.....	210
X.13.Assemblage Poteau HEA550 – Sablière HEA140.....	217
X.14. Ancrage pied de poteau HEA550.....	222
X.15. Ancrage pied de poteau estacade HEA360.....	231
X.16Conclusion.....	240

## **CONCLUSION GENERAL**

Conclusion général.....	241
Bibliographie.....	242

# LISTE DES FIGURES

## PRESENTATION DU SUJET

<b>Figure. I.1 :</b> Vue en perspective de l'ossature.....	1
<b>Figure.I.2 :</b> Vue suivant long pan bloc administratif.....	4
<b>Figure.I.3 :</b> Vue suivant long pan (hall de stockage).....	5
<b>Figure.I.4 :</b> Vue suivant longpan (bloc administratif + hall de stockage).....	5
<b>Figure.I.5 :</b> Vue suivant pignon (hall de stockage).....	6
<b>Figure.I.6 :</b> Vue suivant pignon(bloc administratif).....	6

## ETUDE CLIMATIQUE

<b>Figure.II.1:</b> Représentation des parois verticales (Vent sur long pan).....	14
<b>Figure.II.2:</b> Valeurs des $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	15
<b>Figure.II.3:</b> Représentation pour la toiture (Vent sur long pan).....	15
<b>Figure II.4:</b> Représentation pour les parois verticales (vent sur pignon).....	17
<b>Figure.II.5:</b> Valeurs des $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	18
<b>Figure.II.6:</b> Représentation pour la toiture (Vent sur pignon).....	18
<b>Figure.II.7:</b> $C_{pi}$ pour les bâtiments sans cloisons intérieures.....	20
<b>Figure.II.8:</b> efforts du vent sur la structure .....	22

## ETUDE DES ELEMEMENTS SECONDAIRES

### Les pannes

<b>Figure.III.1. :</b> Disposition des pannes sur un versant.....	28
<b>Figure.III.2. :</b> Disposition d'une panne sur un versant.....	29
<b>Figure III.2. :</b> Charges permanentes $G$ .....	30
<b>Figure III.3 :</b> Surcharge climatique du vent $V$ .....	30



<b>Figure III.4</b> : surcharge climatique de neige.....	30
<b>Figure III.5</b> : Schéma statique des charges d'entretiens sur les pannes.....	31
<b>Figure.III.6</b> : Disposition des liernes.....	37
<b>Figure.III.7</b> : Dispositions des liernes.....	39

### **lisses de bardages**

<b>Figure.III.3.1</b> .Disposition des lisses.....	40
<b>Figure. III.3.2</b> .Disposition des liernes.....	41
<b>Figure.III.3.3</b> .Disposition des liernes.....	41
<b>Figure.III.3.5</b> : Dispositions des liernes.....	43

### **Les potelets**

<b>Figure.III.4.1</b> : Disposition des potelets.....	55
<b>Figure.III.4.2</b> : Schéma du potelet.....	56

## **CHEMIN DE ROULEMENT**

<b>Figure.IV.1</b> : schéma de pont roulant.....	64
<b>Figure IV.2</b> : Disposition des réactions des galets sur la PDR.....	67
<b>Figure IV.3</b> : Disposition des réactions des galets sur la PDR.....	68
<b>Figure.IV.4</b> : Schéma représenté les réactions.....	68
<b>Figure.IV.5</b> : schéma (PDR +rail).....	70
<b>Figure.IV.6</b> : Renforcement de la PDR.....	71

## **ETUDE DE PLANCHER**

<b>Figure.V.1</b> : éléments constructifs du plancher.....	82
<b>Figure.V.2</b> : Schéma statique de la solive.....	85
<b>Figure V.3</b> : Position des axes neutres.....	87
<b>Figure.V.4</b> : Contrainte normale due à la flexion, en MPa.....	92
<b>Figure.V.5</b> : contraintes normales totales, MPa.....	93

<b>Figure.V.6:</b> Schéma statique de la poutre maitresse sous chargement.....	93
<b>Figure.V.7:</b> schéma des poutres maitresses et secondaires.....	96
<b>Figure.V.8:</b> Schéma statique de la poutre secondaire sous chargement.....	97
<b>Figure V.10:</b> Schéma détaillé d'un goujon.....	100
<b>Figure V.9 :</b> Schéma de position des connecteurs.....	100

## **LES ESCALIERS**

<b>Figure.VI.1 :</b> Présentation de l'escalier.....	104
<b>Figure.VI.2 :</b> vue en plan des escaliers.....	105
<b>Figure.VI.3 :</b> Vue long pan de l'escalier.....	106
<b>Figure.VI.4:</b> La distribution des charges sur un limon.....	108
<b>Figure.VI.5:</b> Charges équivalente à l'ELS ( $Q_{S.eq}$ ).....	110
<b>Figure.VI.6:</b> Charge équivalente à l'ELU ( $Q_{S.eq}$ ).....	110
<b>Figure.VI.7:</b> les éléments du palier de repos.....	113
<b>Figure.VI.8:</b> Distribution des charges sur la poutre palier.....	115
<b>Figure.VI.9:</b> Coupe transversal de disposition des limons sur la poutre palière.....	116

## **ANALYSE DYNAMIQUE ET ETUDE SISMIQUE**

<b>Figure.VII.1 :</b> Forces sismique sur les étages.....	134
<b>Figure.VII.2 :</b> Forces sismique sur les étages.....	135

## **CONTREVENTEMENTS ET STABILITES**

<b>Figure.VIII.1 :</b> Dispositions des contreventements.....	139
<b>Figure.VIII.2:</b> Schématisation des efforts sur la demi-poutre au vent.....	140
<b>Figure VIII.3.</b> Isolation du nœud.....	143
<b>Figure.VIII.4 :</b> distribution des contreventements (bloc administratif).....	144

<b>Figure.VIII.5</b> : distribution des contreventements (hall de stockage).....	145
<b>Fig.VIII.6</b> : Dimensions de la palée de stabilité.....	145

## **ETUDE DE PORTIQUE**

<b>Figure.IX-1</b> : Vue d'implantation de la structure (hall de stockage).....	150
<b>Figure.IX-2</b> : Vue d'implantation de la structure (bloc administratif).....	150

## **LES ASSEMBLAGES**

### **Block administratif :**

<b>Figure.X.1</b> : vue de l'assemblage poteau HEA500-traverseIPE600.....	159
<b>Figure.X.2</b> : vue de l'assemblage traverse IPE600-traverse IPE600.....	165
<b>Figure.X.3</b> : vue de l'assemblage Poteau HEA500-Poutre principal IPE400.....	170
<b>Figure.X.4</b> : vue de l'assemblage Poteau HEA500-Poutre secondaire IPE270.....	176
<b>Figure.X.5</b> : vue de l'assemblage Poutre principal IPE400-Solive IPE220.....	180
<b>Figure.X.6</b> : vue de l'Ancrage pied de Poteau HEA500.....	184
<b>Figure.X.7</b> : vue de l'Ancrage pied de Poteau plancher HEA320.....	194

### **Hall de stockage**

<b>Figure.X.8</b> : Vue d'Assemblage Traverse IPE600 - Traverse IPE600.....	202
<b>Figure.X.9</b> : Vue d'Assemblage Poteau HEA550 - Traverse IPE600.....	208
<b>Figure.X.10</b> : Vue d'Assemblage Poteau HEA550 - Sablière HEA140.....	215
<b>Figure.X.11</b> : vue de l'Ancrage pied de Poteau HEA550.....	220
<b>Figure.X.12</b> : vue de l'Ancrage pied de Poteau estacade HEA360.....	229

# LISTE DES TABLEAUX

## ETUDE CLIMATIQUE

<b>Tableau.II.1</b> : Définition des catégories de terrain.....	09
<b>Tableau.II.2-</b> : Valeurs de la pression dynamique de référence.....	12
<b>Tableau.II.3:</b> Cpe pour les parois verticales.....	14
<b>Tableau.II.4:</b> Cpe pour la toiture.....	16
<b>Tableau.II.5:</b> Cpe pour les parois verticales.....	17
<b>Tableau.II.6:</b> Cpe pour la toiture.....	19
<b>Tableau. II.7:</b> Pressions Qj sur la paroi verticale.....	23
<b>Tableau. II.8:</b> Pressions Qj sur la toiture ( dépression).....	23
<b>Tableau. II.9:</b> Pressions Qj sur la toiture ( surpression).....	23
<b>Tableau. II.10:</b> Pressions Qj sur la paroi verticale.....	24
<b>Tableau. II.11:</b> Pressions Qj sur la toiture ( dépression).....	24
<b>Tableau. II.12:</b> Pressions Qj sur la toiture ( surpression).....	24
<b>Tableau. II.13:</b> Pressions Qj sur la paroi verticale.....	25
<b>Tableau. II.14:</b> Pressions Qj sur la toiture.....	25
<b>Tableau. II.15:</b> Pressions Qj sur la paroi verticale.....	25
<b>Tableau. II.16:</b> Pressions Qj sur la toiture.....	26
<b>Tableau. II.17:</b> Pressions Qj sur la paroi verticale.....	26
<b>Tableau. II.18:</b> Pressions Qj sur la toiture.....	26
<b>Tableau. II.19:</b> Pressions Qj sur la paroi verticale.....	27
<b>Tableau. II.20:</b> Pressions Qj sur la toiture.....	27

# ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

## Les pannes

<b>Tableau.III.1</b> : caractéristiques et dimension de l'IPE180.....	29
<b>Tableau.III.2</b> : projection des charges.....	31
<b>Tableau.III.3</b> : Combinaisons des charges les plus défavorables.....	32

## Les lisses de bardage

<b>Tableau.III.1</b> : caractéristiques et dimension de UPN140.....	41
<b>Tableau.III.2</b> : Combinaisons des charges les plus défavorables.....	42
<b>Tableau.III.3</b> : caractéristiques et dimension de UPN16.....	48
<b>Tableau. III.4</b> : Combinaisons des charges les plus défavorables.....	49

## Calculs des potelets

<b>Tableau.III.1</b> : caractéristiques et dimension de IPE220.....	56
<b>Tableau.III.2</b> : Combinaisons des charges les plus défavorables.....	57

# CHEMIN DE ROULEMENT

<b>Tableau.IV.12</b> : les combinaisons des charges horizontales transversales (les moments)	
<b>Tableau. IV.1</b> : Caractéristiques du pont roulant.....	63
<b>Tableau.IV.2</b> : Classements des ponts roulants.....	64
<b>Tableau. IV.3</b> : Coefficients de majoration dynamique.....	65
<b>Tableau. IV.4</b> : Les valeurs des réactions du pont roulant.....	66
<b>Tableau. IV.5</b> : caractéristiques et dimension de HEA450.....	67
<b>Tableau .IV.6</b> :Caractéristiques des rails.....	69
<b>Tableau.IV.7</b> : Dimensions de crapaud.....	69
<b>Tableau.IV.8</b> : Caractéristiques de profilé .....	71
<b>Tableau.IV.8</b> : tableau récapitulatif des charges.....	73
<b>Tableau.IV.10</b> : les combinaisons des charges verticales ( les moments).....	74

<b>Tableau.IV.9:</b> les combinaisons des charges verticales.....	74
<b>Tableau.VI.11:</b> les combinaisons des charges horizontales transversales.....	74
<b>Tableau IV.13:</b> les combinaisons des charges horizontales transversales (les moments)	75

## **ETUDE DE PLANCHER**

<b>Tableau.V.1 :</b> Caractéristiques et dimensions de l'IPE 220.....	82
<b>Tableau.V.2 :</b> Combinaisons des charges les plus défavorables.....	83
<b>Tableau.V.3:</b> Combinaisons des charges les plus défavorables.....	86
<b>Tableau.V.4:</b> Caractéristiques et dimensions de l'IPE 400.....	94
<b>Tableau.V.5:</b> Combinaisons des charges les plus défavorables.....	94
<b>Tableau.V.6 :</b> Caractéristiques et dimensions de l'IPE 270.....	97
<b>Tableau.V.7:</b> Combinaisons des charges les plus défavorables.....	97

## **LES ESCALIERS**

<b>Tableau VI -1 :</b> caractéristiques et dimension de CAE 40×5.....	107
<b>Tableau VI -2:</b> Combinaisons des charges les plus défavorables.....	109
<b>Tableau VI -3:</b> Combinaisons des charges les plus défavorables.....	110
<b>Tableau VI -4:</b> caractéristiques et dimension de UPN 220.....	111
<b>Tableau VI -5:</b> Combinaisons des charges les plus défavorables.....	114
<b>Tableau VI -6:</b> caractéristiques et dimension de IPE 220.....	115
<b>Tableau VI -7:</b> Combinaisons des charges les plus défavorables.....	117

## **ANALYSE DYNAMIQUE ET ETUDE SISMIQUE**

<b>Tableau.VII.1 :</b> Pénalité de vérification.....	124
<b>Tableau.VII.2 :</b> Condition de période.....	125
<b>Tableau.VII.3 :</b> période choisi.....	126
<b>Tableau.VII.4 :</b> Poids de la structure niveaux 1.....	

<b>Tableau.VII.5</b> : Poids de la structure niveaux 2.....	126
<b>Tableau.VII.6</b> : Poids de la structure niveaux 3.....	127
<b>Tableau.VII.7</b> : Poids de la structure niveaux 4.....	127
<b>Tableau.VII.8</b> : Poids de la structure niveaux 1.....	128
<b>Tableau.VII.9</b> : Poids de la structure niveaux 3.....	128
<b>Tableau.VII.10</b> : le Poids total de la structure.....	129
<b>Tableau.VII.11</b> : Le tableau masse cumulés.....	130
<b>Tableau.VII.12</b> : Le tableau masse cumulés.....	130
<b>Tableau.VII.13</b> : La force sismique suivant l'axe OX.....	131
<b>Tableau.VII.14</b> : La force sismique suivant l'axe OY.....	132
<b>Tableau.VII.15</b> : La force sismique suivant l'axe OX.....	133
<b>Tableau.VII.16</b> : Distribution des forces sismique sur les étages.....	134
<b>Tableau.VII.17</b> : Distribution des forces sismique sur les étages.....	135
<b>Tableau.VII.18</b> : Distribution des forces sismique sur les étages.....	136
<b>Tableau.VII.19</b> : la position du centre de masse par niveaux.....	136
<b>Tableau.VII.20</b> : la position du centre de masse par niveaux.....	136
<b>Tableau.VII.21</b> : la position du centre de torsion par niveaux.....	136
<b>Tableau.VII.22</b> : la position du centre de torsion par niveaux.....	137
<b>Tableau.VII.23</b> : l'excentricité par niveaux.....	137
<b>Tableau.VII.24</b> : l'excentricité par niveaux.....	137

## *Notations utilisées*

### **Majuscules latines :**

$A$	Section brute d'une pièce.
$A_{net}$	Section nette d'une pièce.
$A_w$	Section de l'âme.
$A_p$	Surface portante.
$A_s$	Aire de la Section résistante a la traction du boulon.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$F$	Force en générale.
$F_p$	Force de calcul précontrainte.
$F_s$	Résistance d'un boulon au glissement.
$F_{t.rd}$	Résistance d'un boulon en traction.
$F_{b.rd}$	Résistance a la pression diamétrale.
$G$	La charge permanent.
$I$	Moment d'inertie.
$K_c$	Coefficient de Rigidité poteaux.
$K_{ij}$	Coefficients de Rigidités des poutres.
$K_{y,z}$	Coefficient de flambement- flexion.
$L$	Langueur.
$M_{sd}$	Moment fléchissant.
$M_{rd}$	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
$M_{pl}$	Moment plastique.
$M_{cr}$	Moment critique.
$N_{sd}$	effort normal.
$N_{t sd}$	effort normal de traction.
$N_{c sd}$	effort normal de compression.
$N_{pl}$	effort normal plastique.
$N_u$	effort normal ultime.
$N_j$	Force d'adhérence avec le béton.
$Q$	charge d'exploitation.
$W_{pl}$	Module de résistance plastique.
$W_{el}$	Module de résistance élastique.

### **Minuscules latines :**

$b$	Largeur de l'âme.
$b_{eff}$	Largeur efficace.
$c_i$	Coefficients.
$d$	entraxe.
$d_0$	diamètre de perçage des trous de boulon.
$f$	flèche d'une poutre.
$f_y$	Limite d'élasticité d'un acier.
$f_{yb}$	Limite d'élasticité d'un boulon.
$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce.
$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon.



$f_{ck}$	résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton.
$f_j$	résistance de contact de la liaison.
$f_{cd}$	valeur de calcul de la résistance en compression sur cylindre du béton de fondation.
$h$	hauteur.
$i$	Rayon de giration.
$k_w$	Facteur de longueur.
$k_s$	Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.
$k_j$	Facteur de concentration.
$n$	Nombre de boulon.
$m$	Nombre de plants de cisaillement.
$r_c$	Rayon de raccordement âme /semelle du poteau.
$t_w$	Epaisseur de l'âme
$t_f$	Epaisseur de la semelle.
$t_{wc}$	Epaisseur âme poteau.
$t_{fc}$	Epaisseur âme semelle.
$t_p$	Epaisseur platine.
$v_i$	Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section.
$v_s$	Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section.

### Minuscules grecques :

$\chi_{LT}$	Coefficient de réduction de déversement.
$\chi$	Coefficient de réduction de flambement.
$\beta_w$	Facteur de corrélation.
$\beta_M$	Facteur de moment uniforme équivalent.
$\beta_j$	Coefficient relatif à la liaison.
$\gamma_C$	Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.
$\gamma_{M i}$	Coefficient de sécurité.
$\gamma_{Mb}$	Coefficient de sécurité de boulon.
$\gamma_{MS}$	Coefficient partiel de sécurité.
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement.
$\bar{\lambda}$	Elancement.
$\phi_{LT}$	Rotation de déversement.
$\phi$	Rotation.
$\alpha_{LT}$	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\alpha$	Facteur d'imperfection.
$\mu$	Coefficient de frottement.
$\sigma$	Contrainte normale.
$\tau_e$	Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
$\varepsilon$	Coefficient de réduction élastique de l'acier $\varepsilon = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0,5}$ .
$\eta$	Facteurs de distribution.
$\psi$	Rapport de contraintes.

# **INTROUDUCTION**

## **GENERALE**

## Introduction

Pour réaliser un projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un hangar en charpente métallique à usage de stockage et livraison des produits sidérurgiques menés de deux ponts roulants en séries chacun a capacité de 15T, et un bloc administratif de R+3 pour usage bureau. Il se situe à boumerdes et plus exactement a hammadi.

Dans le présent mémoire je vais essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant mon cursus sur un projet réel, concentrons exclusivement sur l'étude structurelle de la structure métallique tout en conciliant l'aspect dimensionnement manuel avec l'aspect logiciel ROBOT. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master

# **PRESENTATION DU SUJET**

### I-1 Présentation du projet:

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un hangar mené de deux ponts roulants en série de capacité de 15 T avec estacade à usage de stockage et livraison des produits sidérurgiques et un bloc administratif de R+3 à usage bureau en charpente métallique.. Ce projet est implanté en zone sismique III.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier)

La stabilité du bloc est assurée par des portiques auto-stables dans un sens et par des paliers et en V dans les deux sens.

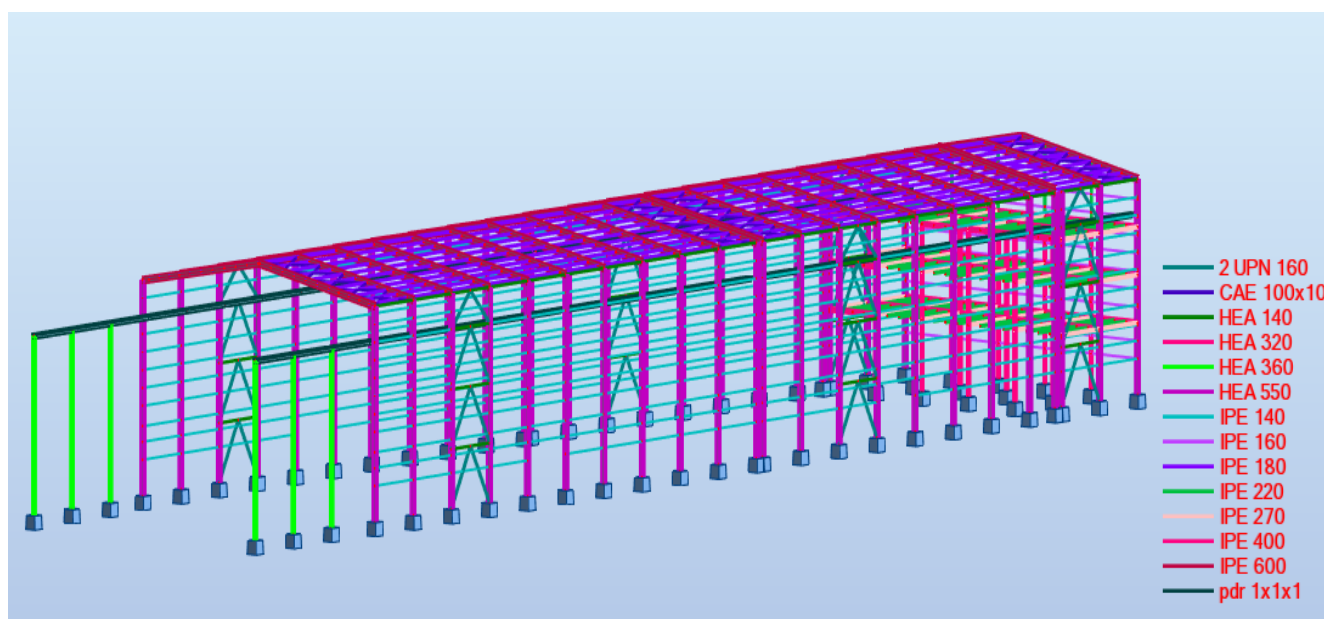


Figure. I.1 : Vue en perspective de l'ossature

#### **I-1-1 Données géométriques du projet :**

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

##### **- Hangar :**

- ✚ Longueur totale .....120 m
- ✚ Largeur totale .....30 m
- ✚ Hauteur au faitage .....20.5 m
- ✚ Hauteur poteau.....18 m
- ✚ Ponte.....16.6% (9.5°)

##### **-Hall de stockage et livraison :**

- ✚ Longueur totale .....108 m

✚ Largeur totale .....	30 m
✚ Hauteur au faitage .....	20.5 m
✚ Hauteur poteau.....	18 m
✚ Hauteur au PDR.....	15m

**-Bloc administratif :**

✚ Longueur totale .....	12m
✚ Largeur totale .....	30 m
✚ Hauteur au faitage .....	20.5 m
✚ Hauteur poteau.....	18 m
✚ Hauteur des étages :	
- Hauteur du rez -de -chaussé.....	6 m
- Hauteur des 3 étages .....	(4*3)

**I.1.2 Données concernant le site**

- Lieu de réalisation : Hammadi (Boumerdes)
- Altitude géographique : 32 m
- Zone de neige : B
- Région de vent : I
- Site plat
- Catégorie de terrain III

**I.2 Eléments structuraux****I.2.1 Eléments principaux de la structure**

- Poteaux .....HEA
- Stabilités horizontale..... cornière (CAE)
- Stabilités verticale..... 2UP
- Poutre de roulement..... HEA
- Plancher mixte :
  - Solive..... IPE
  - Dalle en béton.....
  - Bac nervuré .....HI-BOND (55.750C)

### I.2.2. Les éléments secondaires

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

### I.2.3. Eléments de l'ouvrage

- Plancher mixte avec d'épaisseur 12 cm
- Escalier
- Bardage : LL35
- Toiture : TL75

## I.3.Caractéristiques des matériaux

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

### I.3.1 Aciers de construction Pour les éléments de structure

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

- Résistance limite d'élasticité :  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$  .
- Module de cisaillement :  $G = 81.103 \text{ N/mm}^2$  .
- Module de Young  $E=210\ 000 \text{ N/mm}^2$ .
- Poids volumique :  $\rho = 7850 / \text{kg m}^3$  .
- Coefficient de dilatation thermique  $\alpha= 12 \times 10^{-6}$  .

### I.3.2 Béton pour les planchers

On utilise un béton C20/25 dont les caractéristiques suivant :

- Résistance à la compression  $F_{C28}= 20\text{MPa}$ .
- Résistance à la traction :  $F_{t28}=2.1 \text{ MPa}$ .
- La masse volumique  $\rho = 2500 \text{ kg /m}^2$ .
- Le module d'élasticité longitudinale  $E_b=14000 \text{ MPa}$ .
- Coefficient de retrait  $\xi =2 \times 10^{-4}$
- $E_{cm}=29 \text{ KN/mm}^2$

## I-4 Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.

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

BAEL : Béton armé aux états limites.

DTR C2.2 : Charges et structures.

EURO-CODE 03: pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique.

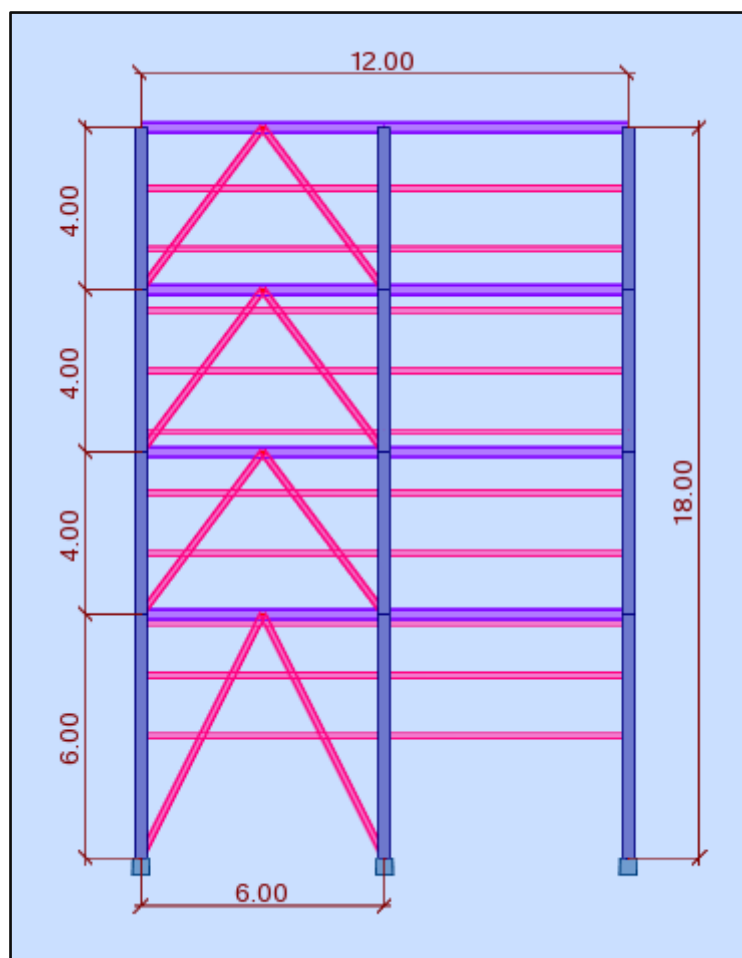
EURO-CODE 04 : pour l'étude et la vérification des planchers collaborant.

EURO-CODE1-8 : pour le calcul des assemblages.

### I-5 Logiciels utilisés :

- ROBOT structure pour l'analyse de la structure.

### I-6 Présentation schématique :



**Figure.I.2 :** Vue suivant long pan (bloc administratif)



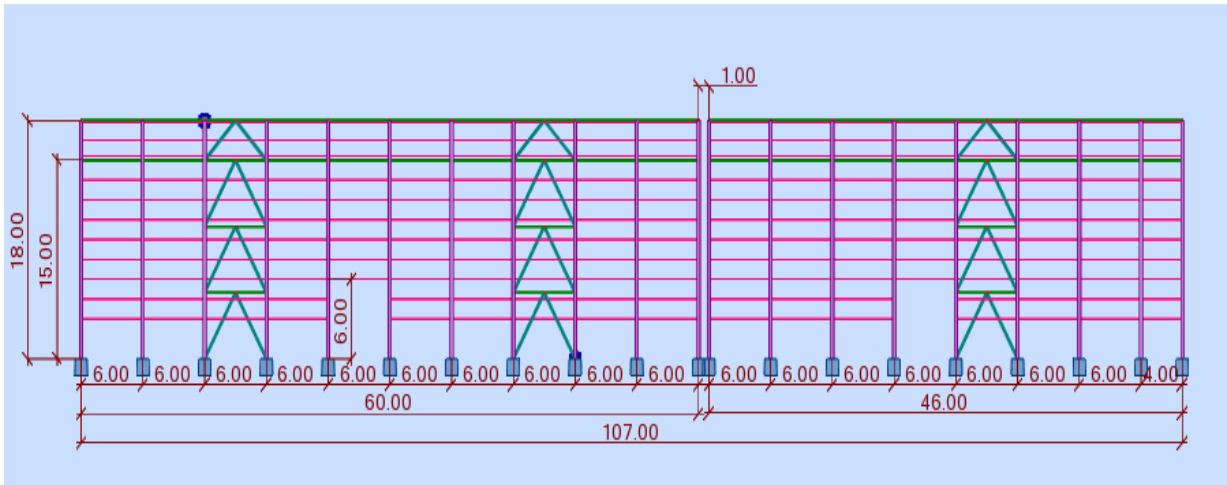


Figure.I.3 : Vue suivant long pan (hall de stockage)

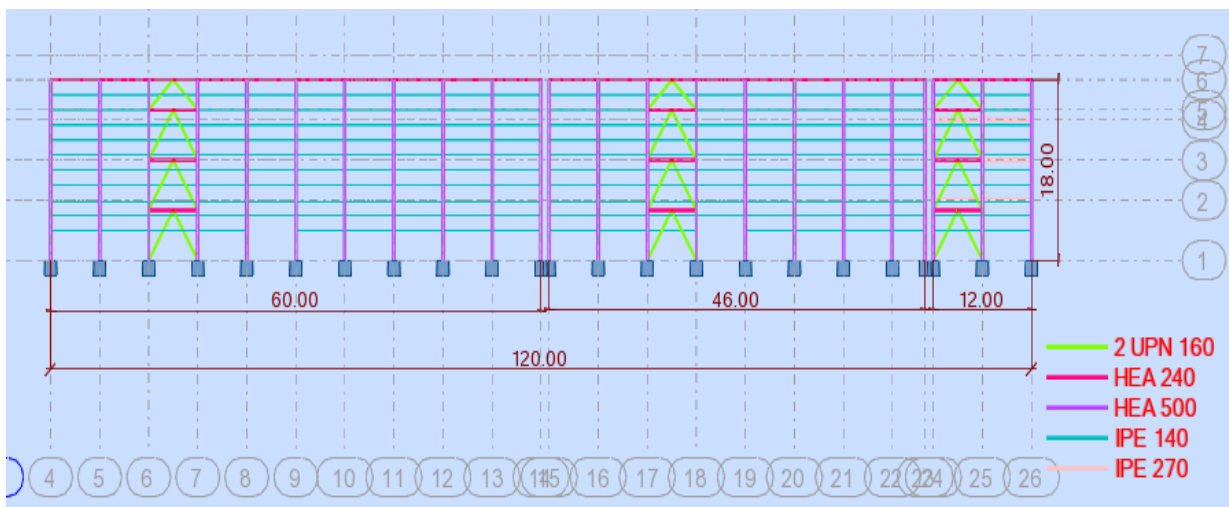


Figure.I.4 : Vue suivant longpan (bloc administratif + hall de stockage)

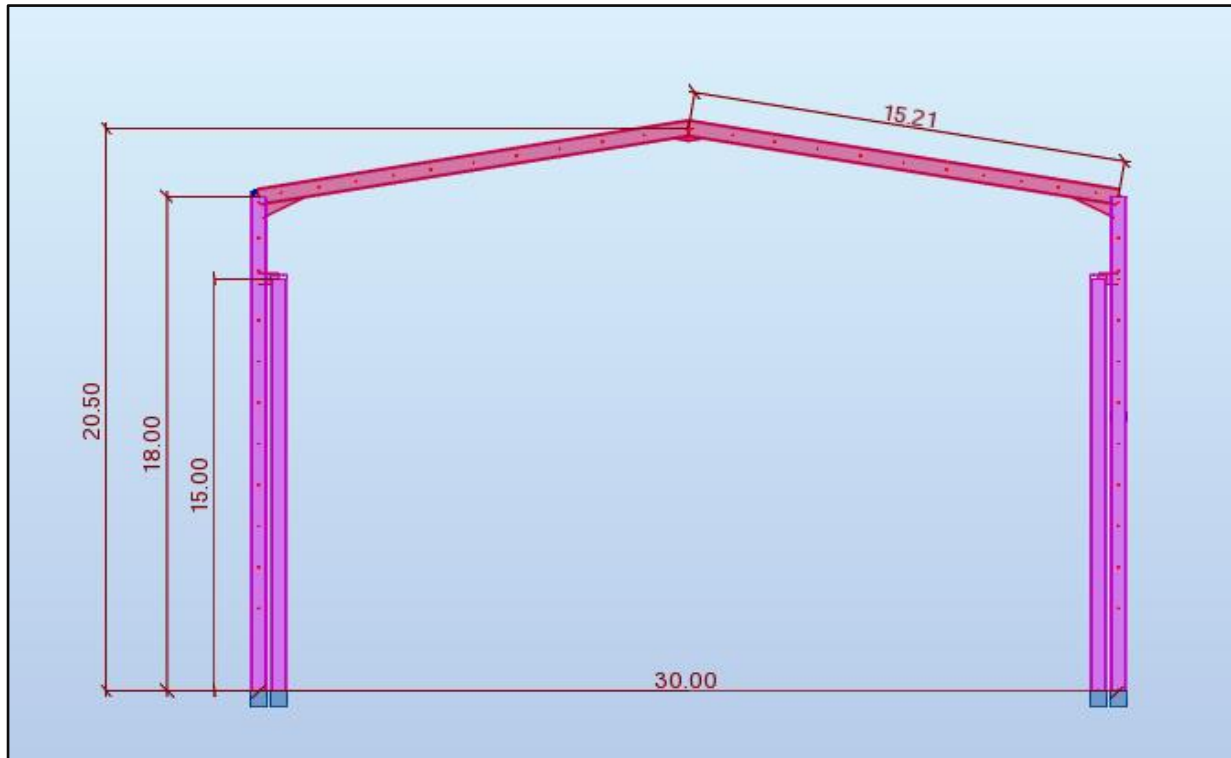


Figure.I.5 : Vue suivant pignon (hall de stockage)

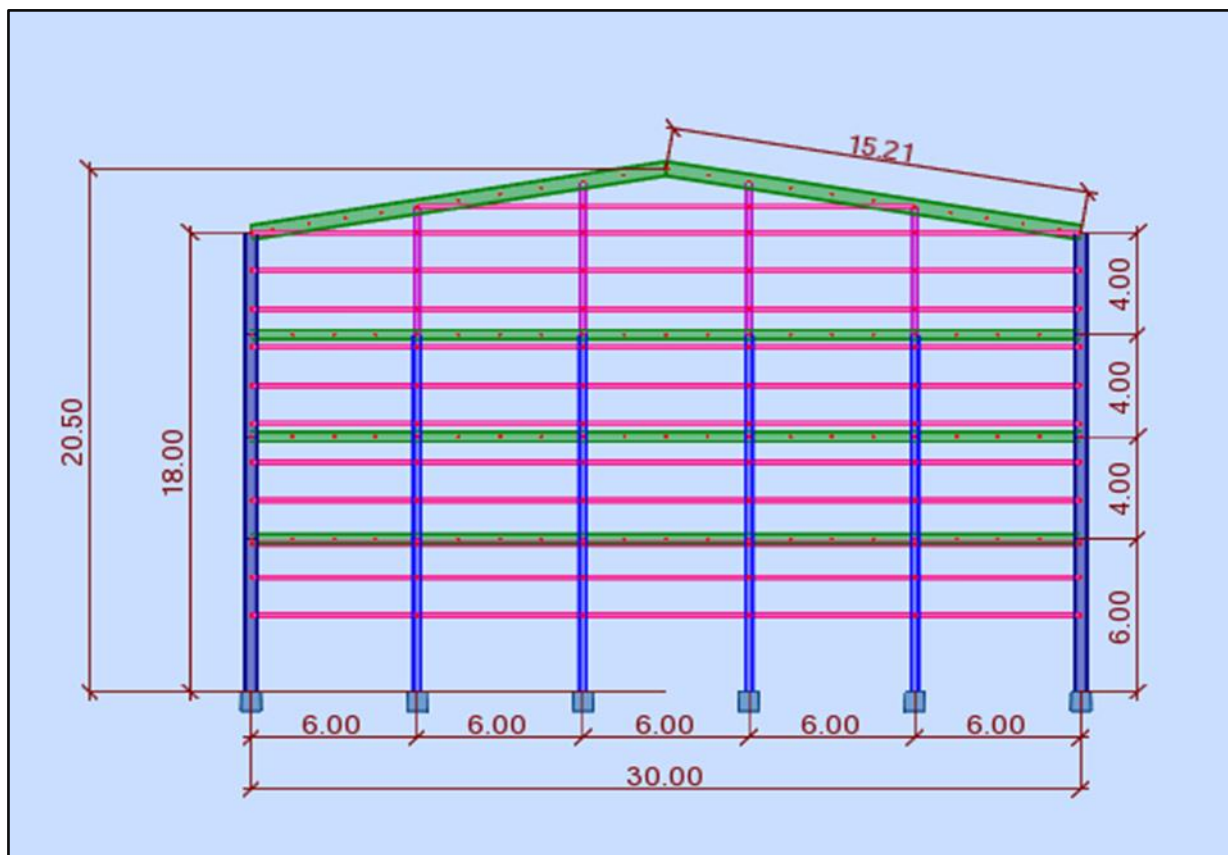


Figure.I.6 : Vue suivant pignon(bloc administratif)

# ETUDE CLIMATIQUE

## Etude climatique

### II -1- Introduction :

L'étude climatique est un point essentiel pour une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations, produites par la charge de la neige d'un côté, et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du règlement Neige et Vent 'R.N.V.2013' nous permettra de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de notre structure.

### II -2- dimension de l'ouvrage :

#### ➤ Hangar :

- Longueur : **a =120m**
- Largeur : **b = 30m**
- Hauteur : **H=20.5m (faitage)**
- Hauteur de la paroi verticale : **h= 18m**
- Toiture double versant avec une pente de **16.6%**

#### ➤ Bloc administratif : (r+3)

- Longueur : **a =12m**
- Largeur : **b = 30m**
- Hauteur : **H=20.5m (faitage)**
- Hauteur de la paroi verticale : **h= 18m**
- Toiture double versant avec une pente de **16.6%**

### II -3- Les données relatives au site :

- Lieu de réalisation : **Hammadi (Boumerdes)**
- Altitude géographique : **HG=32m**
- Zone de neige : **B** (R.N.V .2013 p39)
- Zone du vent : **I** (R.N.V.2013 p109)
- Site plat : **Ct(z)=1**
- Catégorie du terrain : **III (site meuble)**
- Zone sismique : **III** (R.P.A.2003 p23)

## II -4- Etude de neige :

### II -4- 1-Calcul de la surcharge de la neige :

La charge caractéristique de neige "S" par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée selon le RNV 2013 par la formule suivant :

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{R.N.V.2013 P18})$$

- **S** : charge caractéristique de la neige (KN/m<sup>2</sup>)
- **μ** : coefficient d'ajustement des charges.

On a :  $0 \leq \alpha = 9.5^\circ \leq 30^\circ$  alors **μ=0.8** (R.N.V.2013 P25)

- **S<sub>k</sub>** : la charge de neige sur le sol (KN/m<sup>2</sup>)

Et la charge de neige sur le sol est donnée par la formule suivante :

On a : zone de neige **B**

$$S_k = \frac{0.04Hg + 10}{100} \quad (\text{R.N.V.2013 P21})$$

$$S_k = \frac{0.04(32) + 10}{100}$$

$$S_k = 0.1128 \text{ KN/m}^2$$

**Alors :**

la charge de la neige sur la toiture est :

$$S = \mu \times S_k$$

$$S = 0.8 \times 0.1128$$

$$S = 0.0902 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 9.02 \text{ daN/m}^2$$

**II -5- Etude du vent :**

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

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad (\text{R.N.V 2013-P57})$$

Avec :

$q_j$  : la pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  (N/m<sup>2</sup>).

$C_d$  : le coefficient dynamique de la construction.

$W(z_j)$  : est obtenue à l'aide de la formule suivante (face de la paroi est intérieure à la Construction et l'autre est extérieure).

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Avec :

$q_{\text{dyn}}(z_j)$  : la pression dynamique du vent calculé à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface  $j$  (N/m<sup>2</sup>).

$C_{pe}$ : le coefficient de pression extérieure

$C_{pi}$  : le coefficient de pression intérieure.

La pression due au vent est donnée par l'expression :

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

**II-5-1- Détermination du coefficient de la rugosité  $C_r$  :**

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

$$Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200\text{m}$$

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (\text{R.N.V 2013-P53})$$

-Catégorie de terrain **I** alors :

**Tableau : II-1- Définition des catégories de terrain**

Catégorie de terrain	$K_t$	$Z_0$ (m)	$Z_{\text{min}}$ (m)	$\varepsilon$
<b>I</b>	0.170	0.01	1	0.44

➤ Pour la paroi verticale  $Z=18\text{m}$  :

$$- Z_{\min}=1\text{m} < Z=18 < 200\text{m}$$

$$C_r(z=18\text{m}) = K_t \times \ln \left( \frac{z}{z_0} \right)$$

$$C_r(z=18\text{m}) = 1.274$$

➤ Pour la toiture  $Z = 20.5\text{m}$  :

$$- Z_{\min}=1\text{m} < Z=20.5 < 200\text{m}$$

$$C_r(z=20.5\text{m}) = K_t \times \ln \left( \frac{z}{z_0} \right)$$

$$C_r(z=20.5\text{m}) = 1.296$$

### II-5-2- Détermination du coefficient topographique $C_t(z)$ :

$C_r(Z)$  est déterminé comme suit:

$$C_t(z) = 1 \quad \text{pour } \phi < 0,05 \quad (\text{R.N.V 2013-P54})$$

- $\phi$  est la pente du versant au vent  $\phi = h/l_u$  ;
- $H$  (en m) est la hauteur du versant;
- $l_u$  est la longueur du versant

$$\phi = h/l_u = 2.5/120 = 0.020 \quad \rightarrow \quad \phi=0.02 < 0,05$$

$$C_t(z)=1$$

### II-5-3- Détermination de l'intensité de la turbulence $I_v$ :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation suivante : (R.N.V 2013-P57)

$$\text{pour } Z > Z_{\min} : \quad I_v = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}}$$

$$\text{pour } Z < Z_{\min} : \quad I_v = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{Z_{\min}}{z_0}} \quad (\text{R.N.V 2013-P57})$$

- Ou :
- $C_{t(z)}$  est le coefficient de topographie.
  - $Z_0$  (en m) est le paramètre de rugosité.
  - $Z_{\min}$  est la hauteur minimale.

➤ Pour la paroi verticale  $Z=18\text{m}$  :

Pour  $Z= 18 > Z_{\min}= 1$  :

$$I_v = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}}$$

$$I_v(18) = 0.133$$

➤ Pour la toiture  $Z = 20.5\text{m}$  :

Pour  $Z= 20.5 > Z_{\min}= 1$  :

$$I_v = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}}$$

$$I_v(20.5) = 0.131$$

#### II-5-4- Détermination de coefficient d'exposition :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 (I_v(z))] \quad (\text{R.N.V 2013-P51})$$

OU:

- $C_e$  est le coefficient de rugosité.
- $C_t$  est le coefficient de topographie.
- $L_v(z)$  est l'intensité de la turbulence.
- $Z$  (en m) est la hauteur considérée.

➤ Pour la paroi verticale  $Z=18\text{m}$  :

$$C_e(18) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 (I_v(z))]$$

$$C_e(18) = 3.134$$

➤ Pour la toiture  $Z = 20.5\text{m}$  :

$$C_e(20.5) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 (I_v(z))]$$

$$C_e(20.5) = 3.219$$



**II-5-5- Détermination de la pression dynamique de point :**

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2] \quad (\text{R.N.V 2013-P50})$$

Ou :

- $q_{réf}$  (en  $N/m^2$ ) est la pression dynamique de référence.
- $C_e$  est le coefficient d'exposition au vent.
- $Z_e$  (en m) est la hauteur de référence.

**Tableau : II-2-** Valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	$Q_{réf} (N/m^2)$
I	375
II	435
III	500
IV	575

- Pour la paroi verticale  $Z=18m$  :

$$q_p(18) = q_{réf} \times C_e(z_e)$$

$$q_p(18) = 117.52 \text{ daN/m}$$

- Pour la toiture  $Z = 20.5m$  :

$$q_p(18) = q_{réf} \times C_e(z_e)$$

$$q_p(18) = 120.71 \text{ daN/m}$$

**II-5-6- Détermination du coefficient dynamique  $C_d$  :**

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. (R.N.V 2013-P62)

- Fréquence fondamentale :

$$n_{1,x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}} \quad [\text{Hz}]$$

Avec  $f$  [en mm] est la flèche de la structure due au poids propre appliqué dans la direction de vibration.

$$f = \frac{hp}{150}$$

$$f = \frac{18}{150}$$

$$f = 0.12$$

Alors :

$$n_{1,x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}}$$

$$n_{1,x} = 1.44 \text{ Hz}$$

$$n_{1,x} < 5 \text{ Hz donc } C_d = 1$$

(R.N.V2013 P64-§3.2)

-Une valeur conservatrice de  $C_d=1$  peut être considérée dans les cas suivants:

- Bâtiments, dont la hauteur est inférieure à 15m;
- • **Eléments de façade et de toiture dont la fréquence propre est inférieure à 5 Hz ;**
- Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent;
- Cheminée à section transversale circulaire dont la hauteur est inférieure à 60m et à 6.5 fois le diamètre

### II-5-7- Détermination du coefficient de pression :

La détermination du coefficient de pression  $C_{pe}$  est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée pour cela on utilise les formules suivantes : (R.N.V.2013-P80)

$$\begin{aligned} - C_{ep} &= C_{pe1} && \rightarrow S \leq 1\text{m}^2 \\ - C_{pe} &= C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) && \rightarrow 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2 \\ - C_{pe} &= C_{pe10} && \rightarrow S \geq 10\text{m}^2 \end{aligned}$$

Tel que :  $S$  est la surface chargée de la paroi considérée en ( $\text{m}^2$ ).

#### ❖ Vent perpendiculaire au longpan : - Pour les parois verticales :

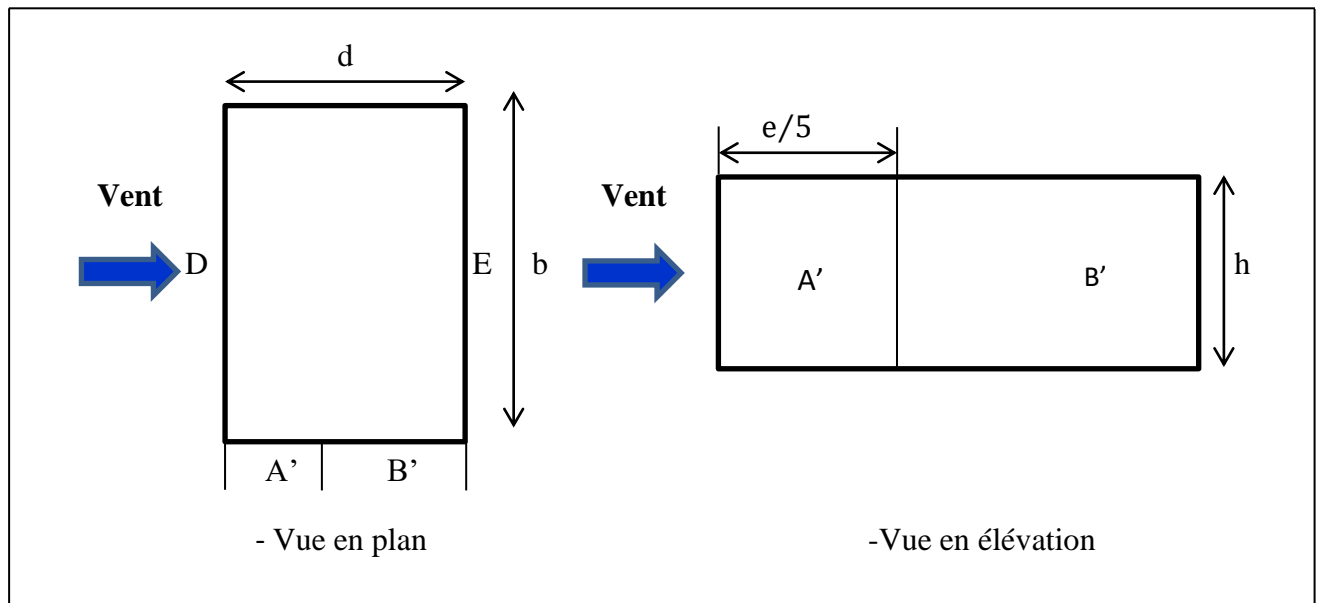
Pour cette direction du vent on a :  $b=120\text{m}$ ,  $d=30\text{m}$ ,  $h=18\text{m}$

$$e = \min [b, 2h] = 36\text{m}$$

$$\rightarrow e = 36\text{m}. \quad \text{Et on a :} \quad d = 30\text{m} < e = 36\text{m}.$$

Donc on est dans le cas 2

Donc on utilise la représentation suivante :



**Figure II-1:** Représentation des parois verticales (Vent sur long pan)

Calcul des sections :

$$S_A = e/5 \times h = 36/5 \times 18 = 129.6 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_A = 129.6 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

$$S_B = (d - e/5) \times h = (36 - 36/5) \times 18 = 518.4 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_B = 518.4 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

$$S_D = S_E = b \times h = 120 \times 18 = 2160 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_D = S_E = 2160 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$$

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

. Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau : II-3:**  $C_{pe}$  pour les parois verticales

zone	A	B	D	E
$C_{ep}$	-1	-0.8	0.8	-0.3

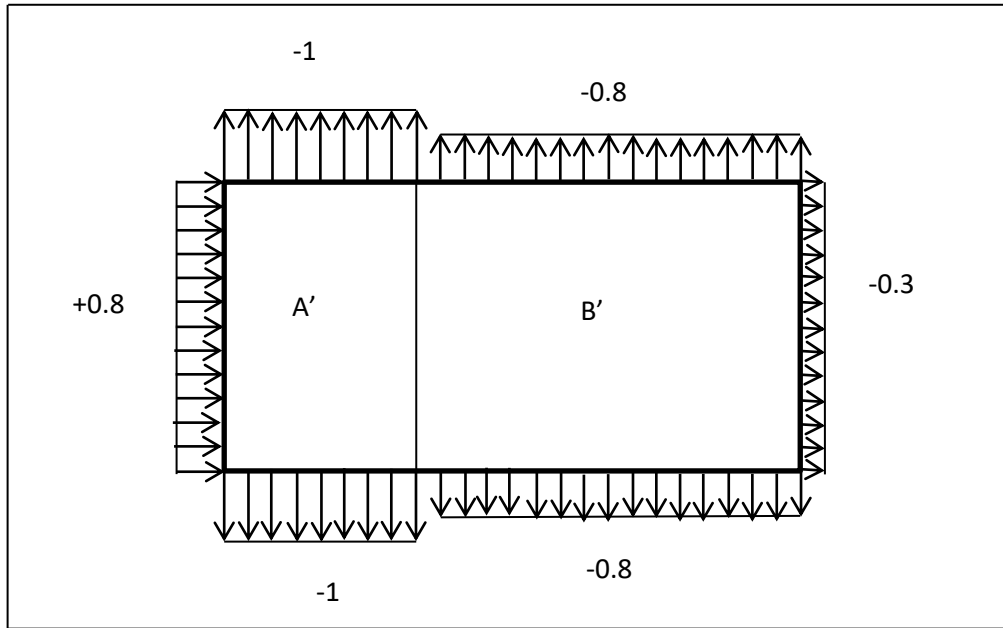


Figure II-2: Valeurs des CPe pour les parois verticales

**-Pour la toiture :**

Pour cette direction du vent on a :  $b=120m$ ,  $d=30m$ ,  $h=18m$

$e = \min [b, 2h] = 36m \quad \rightarrow e=36m.$

- Donc on utilise la représentation pour vent sur long pan suivante :

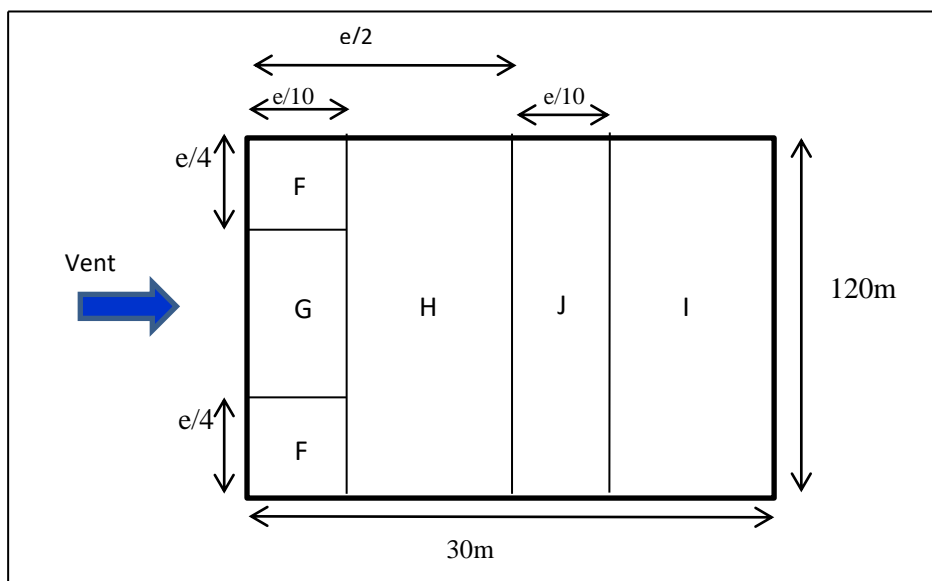


Figure II-3: Représentation pour la toiture (Vent sur long pan).

Calcul des sections :

$$SF = e/4 \times e/10 = (36/4 \times 36/10) = 81m^2 \quad \rightarrow SF = 81m^2 \geq 10m^2$$

$$SG = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (120 - 2(36/4)) \times 36/10 = 367.2m^2 \quad \rightarrow SG = 367.2m^2 \geq 10m^2$$

$$S_H = (d - 2(e/10)) / 2 \times b = ((36/2) - (36/10)) \times 120 = 1836m^2 \quad \rightarrow SH = 1836m^2 > 10m^2$$

$$S_j = (e/10) \times b = (36/10) \times 120 = 432m^2 \quad \rightarrow S_j = 432m^2 > 10m^2$$

$$S_i = (d - 2(e/10)) / 2 \times b = ((36/2) - (36/10)) \times 120 = 1836m^2 \quad \rightarrow SH = 1836m^2 > 10m^2$$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieur à 10m<sup>2</sup> donc la formule est :

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

Dans notre cas on a l'angle de versant  $\alpha = 9.5^\circ$ , donc on doit faire une interpolation.  
Les résultats sont dans le tableau suivant :

**Tableau II-4:** C<sub>pe</sub> pour la toiture

	$\alpha$	F	G	H	I	J
	5°	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	-06
		+0	+0	+0	+0	+02
dépression	9.5°	-1.34	-1.02	-0.46	-0.51	-0.78
Surpression	9.5°	0.09	0.09	0.09		0.11
	15°	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1
		+0.2	+0.2	+0.2	+0	0

**❖ Vent perpendiculaire au pignon:**  
**- Pour les parois verticales :**

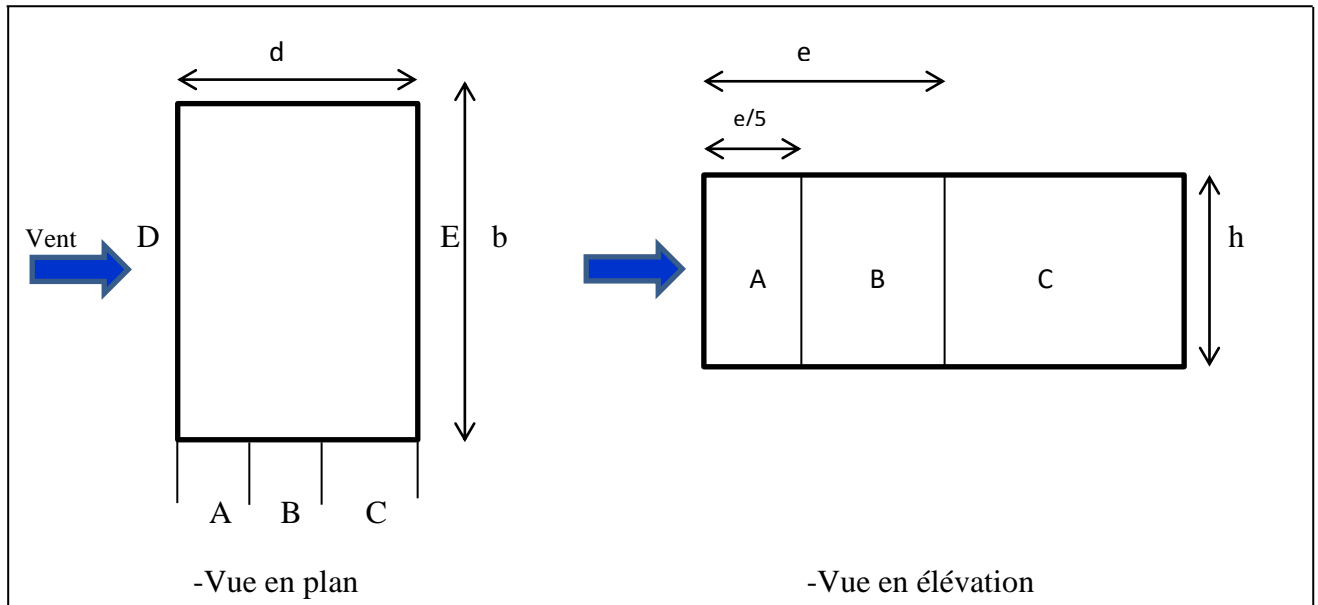
Pour cette direction du vent on a :  $b=30m$ ,  $d=120m$ ,  $h=18m$

$$e = \min [b, 2h] = 30m$$

$$\rightarrow e = 30m. \quad \text{Et on a :} \quad d = 120m > e = 30m.$$

- Donc on est dans le cas 1

Donc on utilise la représentation suivante :



**Figure II-4:** Répartition des zones sur les parois verticales (vent sur pignon)

Calcul des sections :

$$S_A = e/5 \times h = 30/5 \times 18 = 108\text{m}^2 \quad \rightarrow S_A = 108\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_B = (e - e/5) \times h = (30 - 30/5) \times 18 = 432\text{m}^2 \quad \rightarrow S_B = 432\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_C = (d - e) \times h = (120 - 30) \times 18 = 1620\text{m}^2 \quad \rightarrow S_C = 1620\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_D = S_E = b \times h = 30 \times 18 = 540\text{m}^2 \quad \rightarrow S_D = 540\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

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

. Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II-5:**  $C_{pe}$  pour les parois verticales

Les zones	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

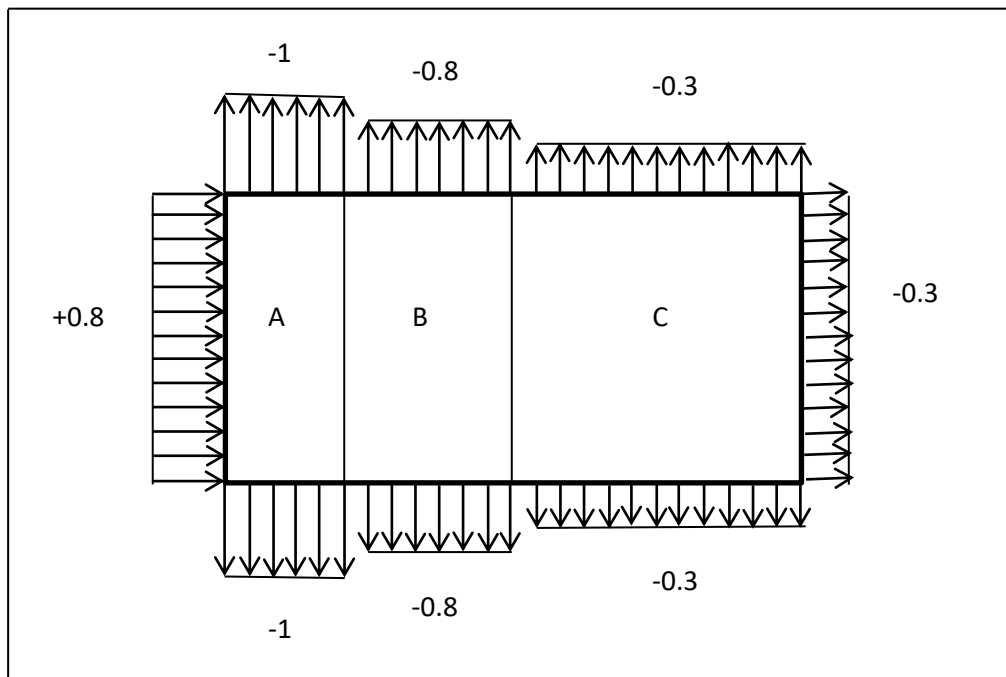


Figure II-5: Valeurs des  $C_{pe}$  pour les parois verticales

**-Pour la toiture :**

Pour cette direction du vent on a :  $b=30m$ ,  $d=120m$ ,  $h=18m$

$e = \min [b, 2h] = 30m \quad \rightarrow e = 30m.$

- Donc on utilise la représentation pour vent sur longpan suivante :

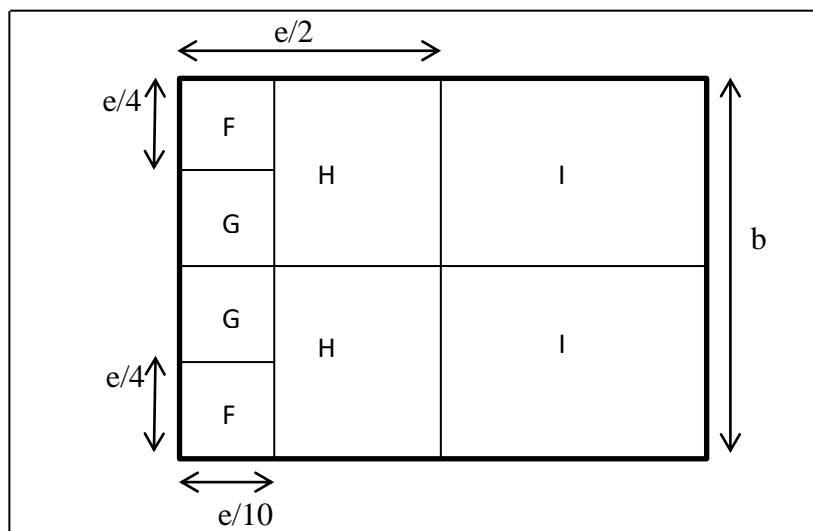


Figure II-6: Représentation pour la toiture (Vent sur pignon)

**Calcul des sections :**

$$S_G = (b/2) \times (e/10) = ((30/2) \times (30/10)) / 2 = 22.5 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_G = 22.5 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_F = S_G = 22.5 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_G = 22.5 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_H = (e/2) - (e/10) \times b/2 = (30/2) - (30/10) \times 30/2 = 180 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_H = 631,3 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_I = (e/2) \times b = (30/2) \times 30 = 450 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_I = 450 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à  $10 \text{ m}^2$  donc la formule est :

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

Dans notre cas on a l'angle de versant  $\alpha = 9.5^\circ$ , donc on doit faire une interpolation.  
Les résultats sont dans le tableau suivant :

**Tableau II--6:** Cpe pour la toiture.

$\alpha$	F	G	H	I
$5^\circ$	-1.6	-1.3	-0.7	-0.5
$9.5^\circ$	-1.46	-1.3	-0.65	-0.5
$15^\circ$	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5

**II-5-8- Détermination du coefficient de pression intérieure :**

Le coefficient de pression  $C_{pi}$  est en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  qu'il est défini comme suit : (R.N.V.2013 P96)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent ou parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$



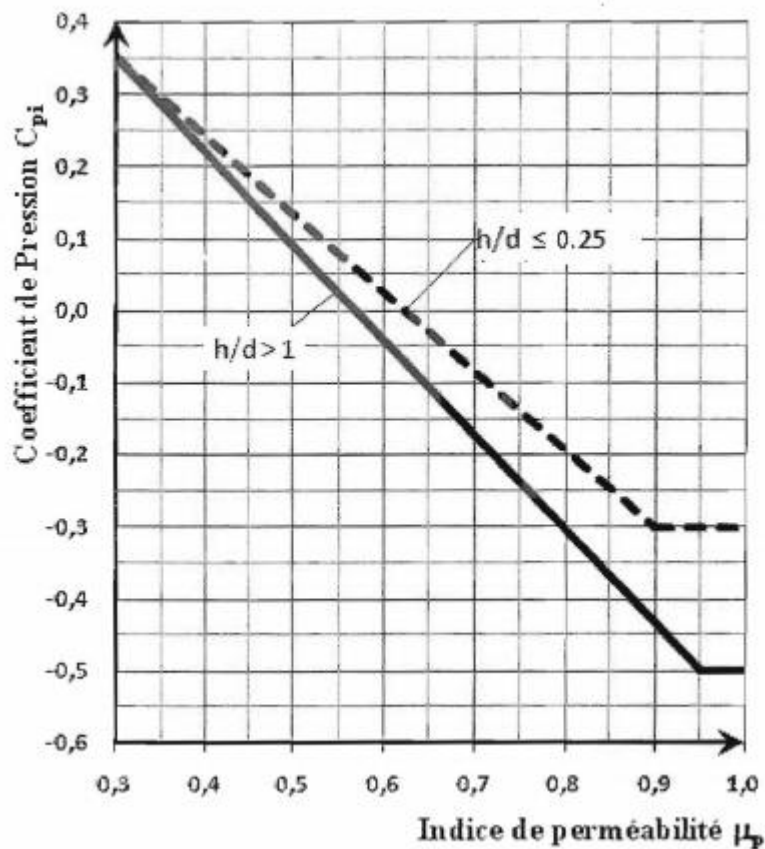


Figure II-7:  $C_{pi}$  pour les bâtiments sans cloisons intérieures

Les ouvertures :

- Longpan : (2 portes (6×6)(toujours ouvertes) + 4 fenêtres (4×1)) × 2 = 176 m<sup>2</sup>
- Pignon 1 : 30×18=540 m<sup>2</sup> ( toujours ouvert)
- Pignon 2 : un porte (2.2×1.4)+ 16 fenetres (1×4)= 67.08 m<sup>2</sup>

### 1. Vent perpendiculaire au longpan :

- Cas fermé :

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_p = \frac{540+72}{540+(6 \times 6)4} = 0.89$$

$$\mu_p = 0.89$$

Et :  $h/d=0.68$   $0.25 < 0.68 < 1$

Donc on a besoin de faire une interpolation pour trouver notre  $C_{pi}$

$$C_{pi} = cpi(0.25) + \frac{cpi(1) - cpi(0.25)}{0.75} \times \left( \frac{h}{d} - 0.25 \right) \quad C_{pi} = -0.26$$

- Cas ouvert :

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_p = \frac{540 + 67.8 + 88}{540 + 176 + 67.08} = 0.88$$

$$\mu_p = 0.88$$

Et :  $h/d=0.68$   $0.25 < 0.68 < 1$

Donc on a besoin de faire une interpolation pour trouver notre  $C_{pi}$

$$C_{pi} = cpi(0.25) + \frac{cpi(1) - cpi(0.25)}{0.75} \times \left( \frac{h}{d} - 0.25 \right) \quad C_{pi} = -0.36$$

## 2. Vent perpendiculaire au pignon 1 : V1

- Cas fermé :

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_p = \frac{(6 \times 6)4}{540 + 144} = 0.21$$

$$\mu_p = 0.21$$

Et :  $h/d=0.17$   $0.17 < 0.25$

D'après le diagramme notre  $C_{pi}$  :

$$C_{pi} = 0.5$$

- Cas ouvert :

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_p = \frac{(6 \times 6)4 + (4 \times 4)2 + 67.08}{540 + 176 + 67.08} = 0.31$$

$$\mu_p = 0.88$$

Et :  $h/d=0.17$   $0.17 < 0.2$

D'après le diagramme notre  $C_{pi}$  :

$$C_{pi} = 0.33$$

### 3. Vent perpendiculaire au pignon 2:

- Cas fermé :

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_p = \frac{(6 \times 6)4 + 540}{540 + 144} = 1$$

$$\mu_p = 1$$

Et :  $h/d = 0.17$   $0.17 < 0.25$

D'après le diagramme notre  $C_{pi}$  :

$$C_{pi} = -0.5$$

- Cas ouvert :

L'indice de perméabilité est :

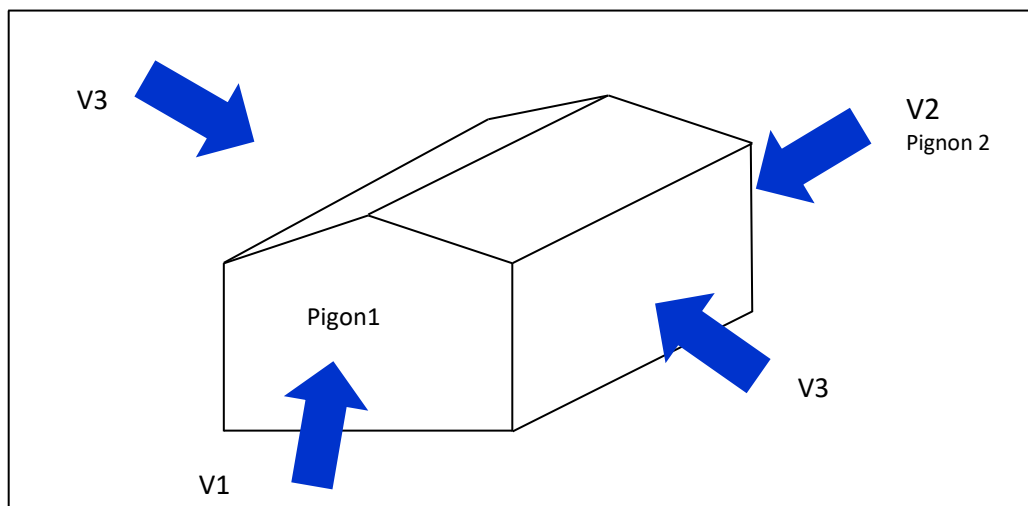
$$\mu_p = \frac{(6 \times 6)4 + (4 \times 4)2 + 540}{540 + 176 + 67.08} = 0.91$$

$$\mu_p = 0.91$$

Et :  $h/d = 0.17$   $0.17 < 0.25$

D'après le diagramme notre  $C_{pi}$  :

$$C_{pi} = -0.3$$



**Figure II-8:** Efforts du vent sur la structure

La pression due au vent est présentée dans le tableau suivant :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

### 1. Vent perpendiculaire au longpan : V3

- Cas fermé :

Tableau II-7: Pressions  $Q_j$  sur la paroi verticale

<i>parois verticale</i>							
	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe -Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
A	117,52	-1	-0,26	-0,74	-86,9648	1	-86,9648
B	117,52	-0,8	-0,26	-0,54	-63,4608	1	-63,4608
D	117,52	0,8	-0,26	1,06	124,5712	1	124,5712
E	117,52	-0,3	-0,26	-0,04	-4,7008	1	-4,7008

#### *toiture*

- Cas de dépression :

Tableau II-8: Pressions  $Q_j$  sur la toiture (dépression).

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe -Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
F	120,71	-1,34	-0,26	-1,08	-130,3668	1	-130,3668
G	120,71	-1,02	-0,26	-0,76	-91,7396	1	-91,7396
H	120,71	-0,46	-0,26	-0,2	-24,142	1	-24,142
I	120,71	-0,51	-0,26	-0,25	-30,1775	1	-30,1775
J	120,71	-0,78	-0,26	-0,52	-62,7692	1	-62,7692

- Cas de surpression:

Tableau II-9: Pressions  $Q_j$  sur la toiture ( surpression).

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe -Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
F	120,71	0,09	-0,26	0,35	42,2485	1	42,2485
G	120,71	0,09	-0,26	0,35	42,2485	1	42,2485
H	120,71	0,09	-0,26	0,35	42,2485	1	42,2485
I	120,71	0	-0,26	0,26	31,3846	1	31,3846
J	120,71	0,11	-0,26	0,37	44,6627	1	44,6627

- Cas ouvert :

Tableau II-10: Pressions  $Q_j$  sur la paroi verticale

<i>parois verticale</i>							
	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe -Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
A	117,52	-1	-0,36	-0,64	-75,2128	1	-75,2128
B	117,52	-0,8	-0,36	-0,44	-51,7088	1	-51,7088
C	117,52	-0,5	-0,36	-0,14	-16,4528	1	-16,4528
D	117,52	0,8	-0,36	1,16	136,3232	1	136,3232
E	117,52	-0,3	-0,36	0,06	7,0512	1	7,0512

*toiture*

- Cas de dépression :

Tableau II-11: Pressions  $Q_j$  sur la toiture ( dépression).

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe -Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
F	120,71	-1,34	-0,36	-0,98	-118,2958	1	-118,2958
G	120,71	-1,02	-0,36	-0,66	-79,6686	1	-79,6686
H	120,71	-0,46	-0,36	-0,1	-12,071	1	-12,071
I	120,71	-0,51	-0,36	-0,15	-18,1065	1	-18,1065
J	120,71	-0,78	-0,36	-0,42	-50,6982	1	-50,6982

- Cas de surpression:

Tableau II-12: Pressions  $Q_j$  sur la toiture ( surpression).

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe -Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
F	120,71	0,09	-0,36	0,45	54,3195	1	54,3195
G	120,71	0,09	-0,36	0,45	54,3195	1	54,3195
H	120,71	0,09	-0,36	0,45	54,3195	1	54,3195
I	120,71	0	-0,36	0,36	43,4556	1	43,4556
J	120,71	0,11	-0,36	0,47	56,7337	1	56,7337

## 2. Vent perpendiculaire au pignon 1 : V1

- Cas fermé :

*parois verticale*

Tableau II-13: Pressions  $Q_j$  sur la paroi verticale

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
A	117,52	-1	0,5	-1,5	-176,28	1	-176,28
B	117,52	-0,8	0,5	-1,3	-152,776	1	-152,776
C	117,52	-0,5	0,5	-1	-117,52	1	-117,52
D	117,52	0,8	0,5	0,3	35,256	1	35,256
E	117,52	-0,3	0,5	-0,8	-94,016	1	-94,016

Tableau II-14: Pressions  $Q_j$  sur la toiture

*toiture*

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
F	120,71	-1,46	0,5	-1,96	-236,5916	1	-236,5916
G	120,71	-1,3	0,5	-1,8	-217,278	1	-217,278
H	120,71	-0,65	0,5	-1,15	-138,8165	1	-138,8165
I	120,71	-0,5	0,5	-1	-120,71	1	-120,71

- Cas ouvert :

*parois verticale*

Tableau II-15: Pressions  $Q_j$  sur la paroi verticale

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
A	117,52	-1	0,33	-1,33	-156,3016	1	-156,3016
B	117,52	-0,8	0,33	-1,13	-132,7976	1	-132,7976
C	117,52	-0,5	0,33	-0,83	-97,5416	1	-97,5416
D	117,52	0,8	0,33	0,47	55,2344	1	55,2344
E	117,52	-0,3	0,33	-0,63	-74,0376	1	-74,0376

## Toiture

Tableau II-16: Pressions  $Q_j$  sur la toiture

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe -Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
F	120,71	-1,46	0,33	-1,79	-216,0709	1	-216,0709
G	120,71	-1,3	0,33	-1,63	-196,7573	1	-196,7573
H	120,71	-0,65	0,33	-0,98	-118,2958	1	-118,2958
I	120,71	-0,5	0,33	-0,83	12,071	1	12,071

## 1. Vent perpendiculaire au pignon 2: V2

- Cas fermé :

## parois verticale

Tableau II-17: Pressions  $Q_j$  sur la paroi verticale

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe -Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
A	117,52	-1	-0,5	-0,5	-58,76	1	-58,76
B	117,52	-0,8	-0,5	-0,3	-35,256	1	-35,256
C	117,52	-0,5	-0,5	0	0	1	0
D	117,52	0,8	-0,5	1,3	152,776	1	152,776
E	117,52	-0,3	-0,5	0,2	23,504	1	23,504

## Toiture

Tableau II-18: Pressions  $Q_j$  sur la toiture

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe -Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
F	120,71	-1,46	-0,5	-0,96	-115,8816	1	-115,8816
G	120,71	-1,3	-0,5	-0,8	-96,568	1	-96,568
H	120,71	-0,65	-0,5	-0,15	-18,1065	1	-18,1065
I	120,71	-0,5	-0,5	0	0	1	0

- Cas ouvert :

**parois verticale**

**Tableau II-19:** Pressions  $Q_j$  sur la paroi verticale

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe -Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
A	117,52	-1	-0,3	-0,7	-82,264	1	-82,264
B	117,52	-0,8	-0,3	-0,5	-58,76	1	-58,76
C	117,52	-0,5	-0,3	-0,2	-23,504	1	-23,504
D	117,52	0,8	-0,3	1,1	129,272	1	129,272
E	117,52	-0,3	-0,3	0	0	1	0

**Toiture**

**Tableau II-20:** Pressions  $Q_j$  sur la toiture

	Qdyn daN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	Cpe -Cpi	W(zj)	Cd	Qj daN/m <sup>2</sup>
F	120,71	-1,46	-0,3	-1,16	-140,0236	1	-140,0236
G	120,71	-1,3	-0,3	-1	-120,71	1	-120,71
H	120,71	-0,65	-0,3	-0,35	-42,2485	1	-42,2485
I	120,71	-0,5	-0,3	-0,2	-24,142	1	-24,142

## II.6.Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'obtenir des efforts climatiques dus au vent et à la neige, qui nous serviront par la suite dans le dimensionnement des éléments composants l'ouvrage. On a trouvé que le cas la plus défavorable est le vent perpendiculaire au pignon (les ouvertures entièrement fermée).



**ETUDE DES  
ELEMENTS  
SECONDAIRES**

## ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

### III-1- Introduction :

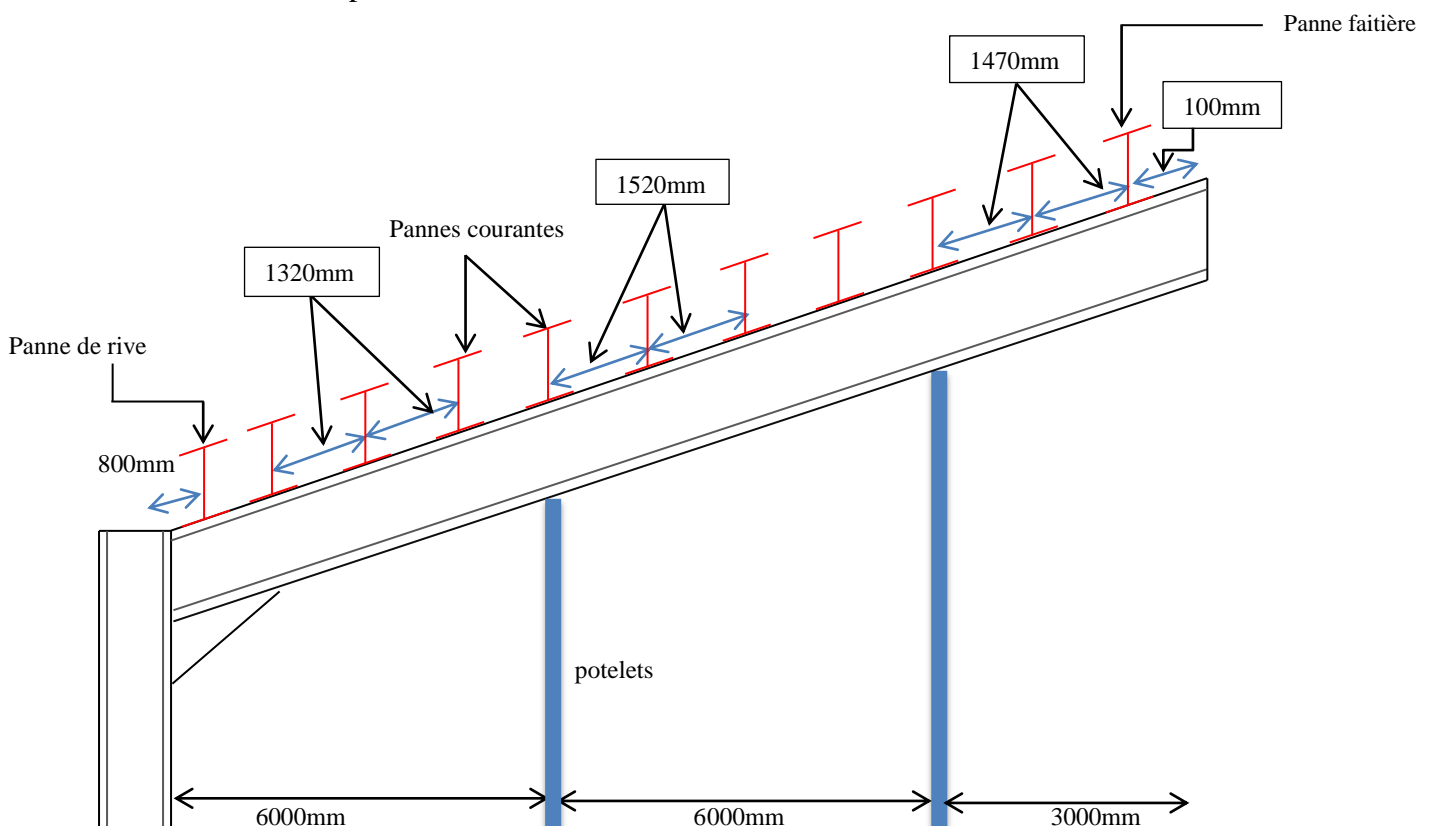
Dans ce chapitre, on va vérifier la résistance des profilés choisis, aux différents efforts. Les éléments concernés par cette étude sont : les pannes, les potelets, les lisses de bardage. Les formules de vérification utilisées sont tirées de 'l'EUROCODE 3 PARTIE 1' règles de conception et de calcul des structures en acier.

### III-2- calculs des pannes:

#### III-2-1-Hypothèse de calcul :

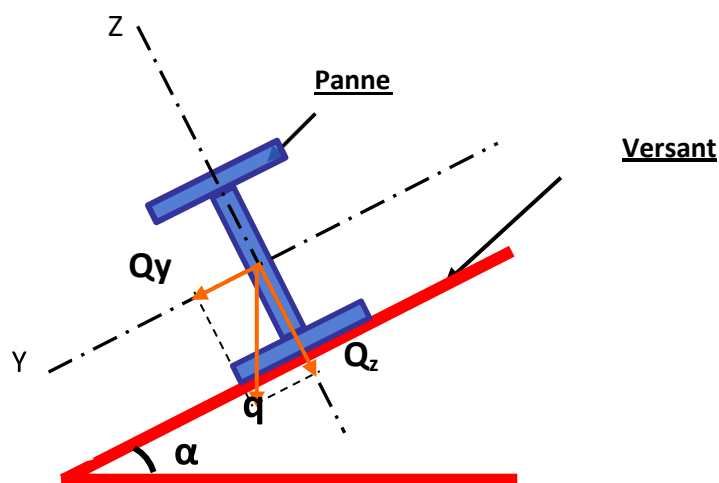
Les pannes sont des profilés en I ou U qui ont pour fonction de supporter la couverture elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan de versant

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance  $L=6m$
- L'entraxe entre les pannes  $d=1,52m$ .
- On dispose de 13 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est 16.6 % ( $\alpha=9.5^\circ$ ).
- Les pannes sont en acier S275JR.



**Figure III-1** : Disposition des pannes sur un versant

**III -2-2-Détermination de sollicitation :**



**Figure III -2 :** Disposition d’une panne sur un versant

**a- Charges permanentes : G (par m<sup>2</sup> de la couverture)**

panneau sandwich TL75G.....17.6kg/m<sup>2</sup> ↓  
 accessoire de pose.....3kg/m<sup>2</sup> ↓  
 poids propre de la panne : IPE180(estimé).....18.8 kg/ml ↓

**Tableau III-1 :** caractéristiques et dimension de IPE180

h (mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>r</sub> (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
180	91	5.3	8	9	146	18.8
A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
23.9	1317	7.42	166	101	2.05	34.6

**b- Surcharges d’entretien : P**

deux charges concentrées de 100 kg ↓ chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée.

**c- Surcharge climatique du vent : V (perpendiculaire au versant).**

V = - 236.59 kg/m<sup>2</sup> ↑ (vers le haut) (voir CH.I)

**d- Surcharge climatique de neige : N (par projection horizontale).**

N = 9.02kg/m<sup>2</sup> ↓ (voir CH.II)

### III -2-3-Charges et surcharges :

- ✓ charges permanentes  $G$  : ( par  $m^2$  de la couverture).

$$G = (17.6+3) \times 1.52 + 18.8 = 50.112 \text{ kg/ml} \downarrow$$

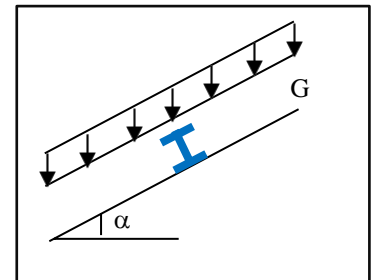


Figure III -2 charges permanentes  $G$

- ✓ surcharge climatique du vent  $V$  : (perpendiculaire au versant).

$$V = - 236.59 \times 1.52 = -359.61 \text{ kg/ml} \uparrow$$

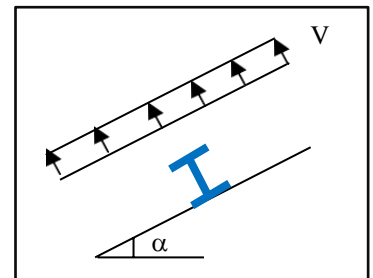


Figure III -3 surcharge climatique du vent  $V$

- ✓ surcharge climatique de neige :  $N$

0

$$N = 9.02 \times 1.52 = 13.71 \text{ kg/ml} \downarrow$$

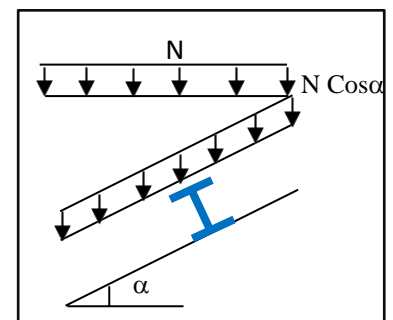


Figure III -4 surcharge climatique de neige

- ✓ surcharges d'entretien :  $P$

Pour le toit, son seul accès est pour le nettoyage et l'entretien nécessaire, alors d'après le D.T.R-B.C-2.2, les charges d'entretien sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 1KN appliquées à 1/3 et 2/3 des portées. Pour tenir compte de cette charge dans l'étude et le dimensionnement de la structure, en va répartir les deux charges par mètre linière sur la portée de la panne et cela se fait par l'égalisation des moments max ( $M_{max}$ ).

$$M_{max} = P \cdot l/3 = pl^2/8$$

$$p = 8 \times 100 / 3 \times 6 = 44.44 \text{ kg/ml} \downarrow$$

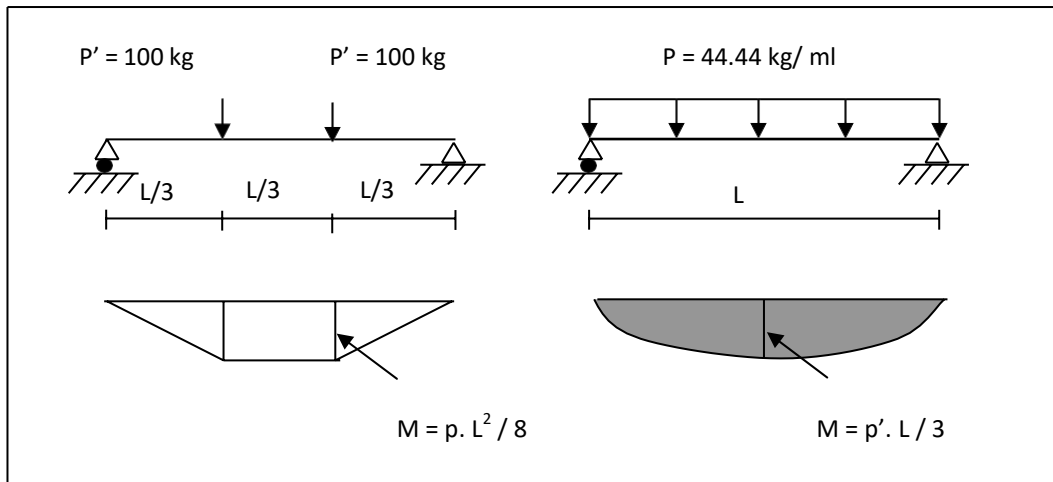


Figure III -5-Schéma statique des charges d’entretiens sur les pannes

III -2-4-Projection des charges :

Tableau III-2 : projection des charges

Charges	ZZ'	YY'
G	$50.112 \times \cos 9.5 = 49.42 \text{ daN/m}$	$50.112 \times \sin 9.5 = 8.27 \text{ daN/m}$
Q	$44.44 \times \cos 9.5 = 43.8 \text{ daN/m}$	$44.44 \times \sin 9.5 = 7.33 \text{ daN/m}$
S	$13.71 \times \cos 9.5 = 13.52 \text{ daN/m}$	$13.71 \times \sin 9.5 = 2.26 \text{ daN/m}$
W	-359.61 daN/m	-359.61 daN/m

III -2-5-combinaisons des charges les plus défavorables :

ELU :

- 1.35 G + 1.5 Q

- 1.35 G + 1.5 S

- G - 1.5 W

- 1.35G+1.5×0.9(Q+S+W)

ELS :

- G+Q

- G+S

- G+W

- G+0.9(Q+S+W)

Tableau III-3 : Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	ZZ'	YY'
ELU (Qu)	<ul style="list-style-type: none"> <li>•132.64 daN/m ↓</li> <li>•87 daN/m ↓</li> <li>•-489.99 daN/m ↑</li> <li>•-341.32 daN/m ↑</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•22.16 daN/m ↓</li> <li>•14.55 daN/m ↓</li> <li>•24.12 daN/m ↓</li> </ul>
ELS (Qs)	<ul style="list-style-type: none"> <li>•93.25 daN/m ↓</li> <li>•62.94 daN/m ↓</li> <li>•-310.18 daN/m ↑</li> <li>•-222.60 daN/m ↑</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•15.60 daN/m ↓</li> <li>•10.53 daN/m ↓</li> <li>•16.90 daN/m ↓</li> </ul>

### III-2-6- vérification de la flèche :

On est de le cas d'un élément bi-articulé alors la vérification de la flèche se fait par la condition de la flèche à l'ELS :  $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{adm}} = \frac{l}{200}$$

#### a) Vérification de la flèche suivant l'axe z-z :

$$\delta_z = \frac{5 \times 310.18 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 1317 \times 10^{-8}} = 0.018\text{m} \leq \delta_{\text{adm}} = 0.03\text{m}$$

➔ Vérifiée

#### b) Vérification de la flèche suivant l'axe y-y :

$$\delta_y = \frac{5 \times 16.90 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 101 \times 10^{-8}} = 0.013\text{m} \leq \delta_{\text{adm}} = 0.03\text{m}$$

➔ Vérifiée

## c) Vérification de la flèche résultante :

$$\delta_{\max} = \sqrt{\delta y^2 + \delta z^2}$$

$$\delta_{\max} = \sqrt{0.018^2 + 0.013^2} = 0.022 \text{ m} \leq 0.03 \text{ m}$$

 **Vérifiée**

**Donc le profilé qui correspond est IPE180**

**III-2-7- : Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left( \frac{My.sd}{Mypl.rd} \right)^\alpha + \left( \frac{Mz.sd}{Mzpl.rd} \right)^\beta \leq 1$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- sections en **I** et **H** :

$$\alpha=2 \quad \text{et} \quad \beta=5n \geq 1 \quad \text{et} \quad n=N/N_{plrd}$$

❖ **Détermination de la classe de profilé :**

-Nuance d'acier S275JR

$$\text{Ame : } \frac{d}{tw} = \frac{146}{5.3} = 27.54 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc l'âme est de classe 1

$$\text{Semelle : } \frac{c}{tw} = \frac{(b-tw-2r)}{2tf} = \frac{67.7}{16} = 4.29 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

❖ **Détermination de la classe de profilé :**

-Nuance d'acier S275JR

$$Ame : \frac{d}{tw} = \frac{146}{5.3} = 27.54 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc l'âme est de classe 1

$$Semelle : \frac{c}{tw} = \frac{(b-tw-2r)}{2tf} = \frac{67.7}{16} = 4.29 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

➡ Le profilé est de classe 1

➡  $\gamma_{m0} = 1.1$

❖ **Moments réduit :**

- $M_{ply.rd} = \frac{Wply \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 4150 \text{ daN.m}$
- $M_{plz.rd} = \frac{Wplz \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{34.6 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 865 \text{ daN.m}$

❖ **Moments fléchissant :****YY' :**

- $M_{y.sd} = \frac{Quz \times l^2}{8} = \frac{489.99 \times 6^2}{8} = 2203.47 \text{ daN.m}$

**ZZ' :**

- $M_{z.sd} = \frac{Quy \times l^2}{8} = \frac{24.12 \times 6^2}{8} = 108.54 \text{ daN.m}$

**La condition :**

$$\left( \frac{My.sd}{Mypl.rd} \right)^\alpha + \left( \frac{Mz.sd}{Mzpl.rd} \right)^\beta \leq 1$$

$$\left( \frac{2203.47}{4150} \right)^2 + \left( \frac{108.45}{865} \right)^1 = 0.40 \leq 1$$

➡ **Vérifiée**



**III-2-8- : Vérification de cisaillement (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd} \dots\dots\dots (EC.3 p158)$$

$$\bullet V_{sd} = MAX(V_{sdy}|V_{sdz}) \Rightarrow \bullet V_{sdz} = \frac{Q_{uz} \times l}{2} = \frac{489.99 \times 6}{2} = 1469.97 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{sdy} = \frac{Q_{uy} \times l}{2} = \frac{24.12 \times 6}{2} = 72.36 \text{ daN}$$

$$V_{sdmax} = 1469.97 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \Rightarrow \bullet A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$\bullet A_v = 11.25 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 16237.97 \text{ daN}$$

La condition :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd}$$

$$1469.97 \text{ daN} \leq 16237.97 \text{ daN}$$

 **Vérifiée**

**III-2-9- : Vérification de déversement (ELU) :**

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout au long de sa portée.

• Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p176].

$$M_{sdmax} \leq M_{B.rd}$$

$$M_{sdmax} = M_{sdy} = 2203.47 \text{ daN.m}$$

$$M_{B.rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times p_{ly} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Avec : IPE180} \Rightarrow \text{classe 1} \Rightarrow \gamma_{m1} = 1.1$$

- **Moment critique  $M_{cr}$  :**

$$M_{cr} = \frac{C1 \times \pi^2 \times E \times Iz}{(k \times l)^2} \times \sqrt{\left[ \left( \frac{k}{kw} \right)^2 + \frac{Iw}{Iz} + \frac{(K \times L)^2 \times G \times It}{\pi^2 \times E \times Iz} + (C2 \times Zg)^2 \right]} - (C2 \times Zg)$$

- $C1=1.132$  et  $C2=0.45$
- $k=kw=1$
- $G=87077$  daN/mm
- $Zg=-90$  mm (centre de cisaillement)
- $l=6000$  mm

$$M_{cr} = 1936523.41 \text{ daN.m}$$

- **L'elancement  $\lambda_{lt}$  :**

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta w \times Wply \times fy}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{lt} = 1.53$$

- **Coefficient de reduction :**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} \quad \text{ou : } \varphi_{lt} = 0.5 (1 + 0.21(\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2)$$

$$\varphi_{lt} = 1.81$$

$$\text{Et : } \chi_{lt} = 0.47$$

$$\text{D'où ; } M_{B.rd} = 1950.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdmax} = 2203.47 \text{ daN.m} \geq M_{B.rd} = 1950.5 \text{ daN.m}$$

 **Non vérifiée**

⇒ IPE180 ne vérifiée pas le déversement donc on ajoute des liernes

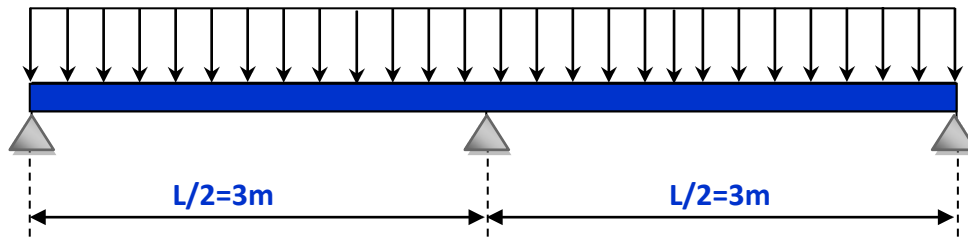


Figure III -6 : Disposition des liernes

- **Moment critique  $M_{cr}$  :**

$$M_{cr} = \frac{C1 \times \pi^2 \times Iz}{(k \times l)^2} \times \sqrt{\left[ \left( \frac{k}{kw} \right)^2 + \frac{Iw}{Iz} + \frac{(K \times L)^2 \times G \times It}{\pi^2 \times E \times Iz} + (C2 \times Zg)^2 \right]} - (C2 \times Zg)$$

- $C1=1.132$  et  $C2=0.45$
- $k=kw=1$
- $G=87077$  daN/mm
- $Zg=-90$  mm (centre de cisaillement)
- $l=3000$  mm

$$M_{cr} = 4199317.99 \text{ daN.m}$$

- **L'elancement  $\lambda_{lt}$  :**

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\beta w \times Wply \times fy}{Mcr}}$$

$$\lambda_{lt} = 1.04$$

- **Coefficient de reduction :**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} \quad \text{ou : } \varphi_{lt} = \sqrt{1 + 0.21(\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2}$$

$$\varphi_{lt} = 1.129$$

$$\text{Et : } \chi_{lt} = 0.63 \text{ D'où ;}$$

$$\text{D'où : } M_{B.rd} = 2614.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdmax} = 2203.47 \text{ daN.m} \leq M_{B.rd} = 2614.5 \text{ daN.m}$$

➔ vérifiée

**III-2-10- : calcul des liernes :**

- Calcul de la réaction R :

$$Q_{uy}=24.12 \text{ daN/m}$$

$$R_1=1.25 Q_{uy} \times \frac{L}{2}=90.45 \text{ daN}$$

- Calcul les efforts de traction  $T_i$  :

Et pour tous les efforts de traction dans chaque tronçon de lierne  $L_i$

sont dans le tableau suivant :  $T_{i+1}=T_i+R$

- Lierne N°1 :  $T_1 = \frac{R}{2} = \frac{90.45}{2} = 45.22 \text{ daN}$
- Lierne N°2 :  $T_2 = R+T_1=90.45+45.22= 135.67 \text{ daN}$
- Lierne N°3 :  $T_3 = R+T_2=90.45+135.67= 226.12 \text{ daN}$
- Lierne N°4 :  $T_4 = R+T_3=90.45+226.12= 316.57 \text{ daN}$
- Lierne N°5 :  $T_5 = R+T_4=90.45+316.57= 407.02 \text{ daN}$
- Lierne N°6 :  $T_6 = R+T_5=90.45+407.02= 497.47 \text{ daN}$
- Lierne N°7 :  $T_7 = R+T_6=90.45+497.02= 587.92 \text{ daN}$
- Lierne N°8 :  $T_8 = R+T_7=90.45+587.92= 678.75 \text{ daN}$
- Lierne N°9 :  $T_9 = R+T_8=90.45+678.75= 768.82 \text{ daN}$
- Lierne N°10 :  $T_{10} = R+T_9=90.45+768.82= 859.27 \text{ daN}$
- Lierne N°11 :  $T_{11} = R+T_{10}=90.45+859.27 = 868.72 \text{ daN}$
- Lierne N°12 :  $2T_{12} \sin \theta = T_{11} \Rightarrow T_{12} = \frac{T_{11}}{2 \sin \theta}$
- avec :  $\tan \frac{d}{l/2} = \frac{1.47}{3} = 0.49 \text{ ET } \theta = 26.10^\circ$
- $T_{11} = \frac{868.72}{2 \sin 26.10} = 987.31 \text{ daN}$

- Détermination de diamètre du rond :



### III-3-calculs des lisses de bardages :

#### III-3-1-introduction :

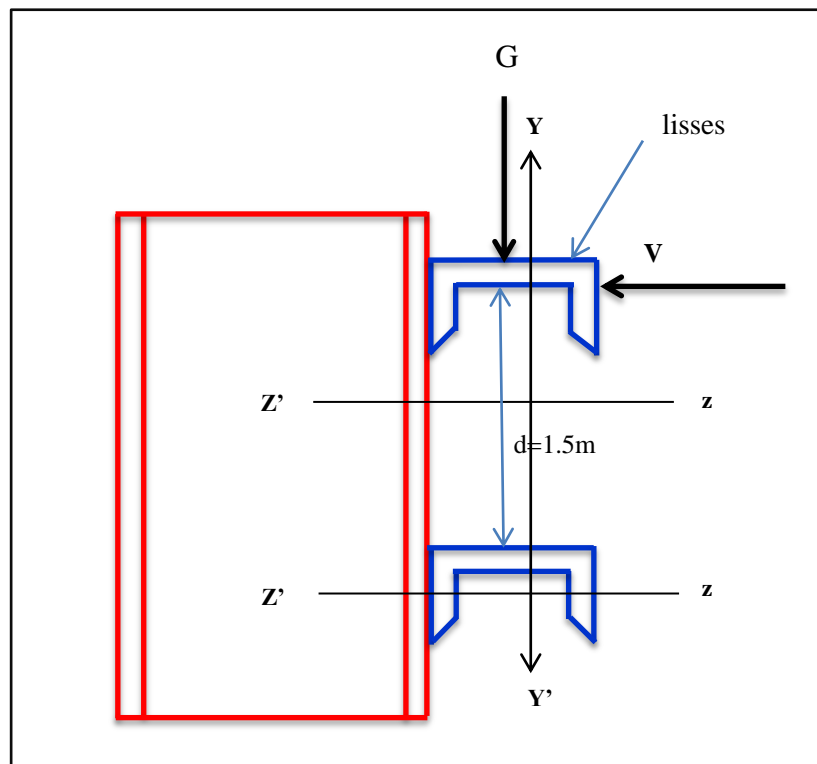
Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles ( IPE, UPN) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

#### III-3- 2- Dimensionnement des lisses :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance  $L=6m$
- L'entraxe entre les lisses  $d=1,5m$ .
- Nombre de lisses : 10
- Les pannes sont en acier S275JR.



**Figure III.1.**Disposition des lisses

❖ Lisses de bardage longpan :

III-3- 3-determination des sollicitations

**a- charges permanentes : G (Perpendiculaire a l'ame)**

panneau sandwich LL40(visse caché)+ accessoires.....**15.5kg/m<sup>2</sup>** ↓  
 poids propre de la lisse : UPN140 (estimée).....**16kg/ml** ↓

**Tableau III.1 :** caractéristiques et dimension de UPN140

H (mm)	B (mm)	T <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
140	60	7	10	10	100	16
A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl.z</sub> (cm <sup>3</sup> )
20.4	605	5.5	103	62.7	1.75	28.3

**b- Surcharge climatique du vent : V (dans le plan de l'ame).**

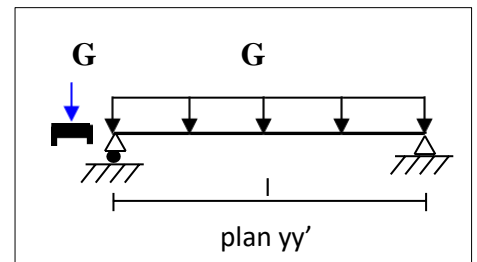
**V=136.32 daN/m<sup>2</sup>**

**III -3-4-Charges et surcharges :**

**a- charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)**

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.  
 charges accrochées éventuelles.

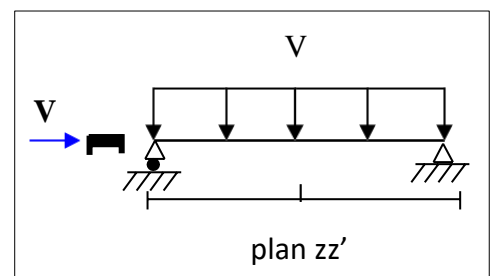
**G=(15.5×1.5)+16 = 39.25 daN/m**



**Figure III.2.**charge permanent

**b-surcharge climatique (V) : (dans le plan de l'ame )**

Surcharge du vent (V)  
**V=136.32×1.5=204.48 daN/m**



**Figure III.3.**charge de vent

**III -3-5-combinaisons des charge les plus défavorable :**

- |                  |              |
|------------------|--------------|
| <b>ELU :</b>     | <b>ELS :</b> |
| • 1.35 G + 1.5 V | • G+V        |

**Tableau III.2 :** Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	ZZ'	YY'
<b>ELU</b> (Qu)	•306.72 daN/m↓	•52.98 daN/m↓
<b>ELS</b> (Qs)	•204.48 daN/m↓	•39.25daN/m↓

**III-3-6- condition de la flèche : (ELS)**

On est dans le cas articulé-articulé Condition de la flèche à l'ELS :  $\delta_{\max} \leq \delta_{adm}$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{add} = \frac{l}{200}$$

**a) Vérification de la flèche suivant l'axe z-z :**

$$\delta_z = \frac{5 \times 204.48 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 605 \times 10^{-8}} = 0.027 \text{ m} \leq \delta_{add} = 0.030 \text{ m}$$

➡ Vérifiée

**a) Vérification de la flèche suivant l'axe y-y :**

$$\delta_y = \frac{5 \times 39.25 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 62.7 \times 10^{-8}} = 0.050 \text{ m} \geq \delta_{add} = 0.030 \text{ m}$$

➡ Non Vérifiée



La flèche n'est pas vérifiée suivant l'axe y-y donc on doit ajouter une lierne :

$$\delta_y = \frac{2.05 \times 39.25 \times 3^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 62.7 \times 10^{-8}} = 0.012 \text{ m} \leq \delta_{\text{add}} = 0.030 \text{ m}$$

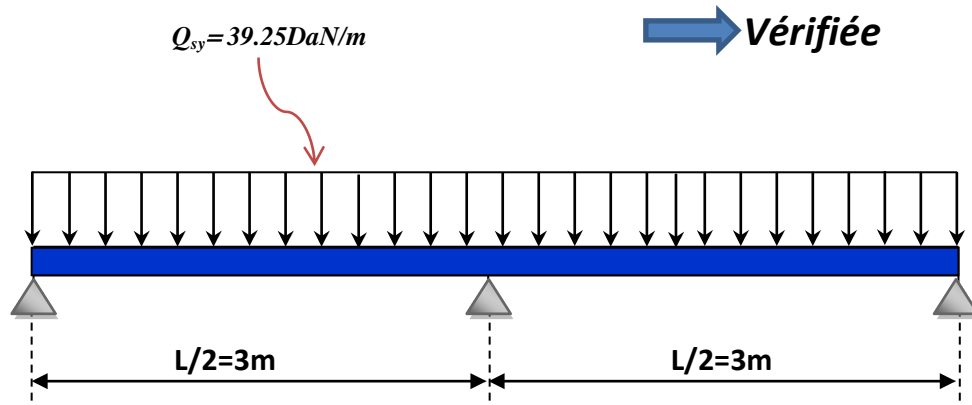


Figure III.4. Disposition des liernes

#### a) Vérification de la flèche résultante :

$$\delta_{\text{max}} = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2}$$

$$\delta_{\text{mas}} = \sqrt{0.027^2 + 0.012^2} = 0.029 \text{ m} \leq 0.03 \text{ m}$$

➔ Vérifiée

Donc le profile qui correspond est UPN140

#### III-3-7- : Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[ \frac{Nsd}{Nplrd} \right] + \left[ \frac{Msdy}{Mplrdy} \right] + \left[ \frac{Msdz}{Mplrdz} \right] \leq 1$$

#### ❖ Détermination de la classe de profilé :

$$\text{Ame} : \frac{d}{tw} = \frac{100}{7} = 14.28 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc l'âme est de classe 1

$$\text{Semelle} : \frac{c}{tw} = \frac{(b-tw-r)}{2tf} = \frac{43}{20} = 2.15 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

➔ Le profilé est de classe 1

➔  $\gamma_{m0} = 1.1$

## ❖ Moments réduit :

- $M_{ply.rd} = \frac{Wply \times fy}{\gamma m0} = \frac{103 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 2575 \text{ daN.m}$
- $M_{plz.rd} = \frac{Wplz \times fy}{\gamma m0} = \frac{28.3 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 707.5 \text{ daN.m}$

## ❖ Moments fléchissant :

YY' :

- $M_{y.sd} = \frac{Quz \times l^2}{8} = \frac{306.72 \times 6^2}{8} = 1380.24 \text{ daN.m}$

ZZ' :

- $M_{z.sd} = \frac{Quy \times l^2}{8} = \frac{52.98 \times 6^2}{8} = 59.60 \text{ daN.m}$

La condition :

$$\left[ \frac{Msdy}{Mplrdy} \right] + \left[ \frac{Msdz}{Mplrdz} \right] \leq 1$$

$$\left[ \frac{1380.24}{2575} \right] + \left[ \frac{59.60}{707.5} \right] = 0.62 \leq 1$$

 **Vérifiée**

## III-3-8- : Vérification de cisaillement (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd} \dots\dots\dots (EC.3 p158)$$

- $V_{sd} = \text{MAX}(Vsd_y | Vsd_z)$

$$\bullet V_{sdy} = \frac{Q_{uy} \times l}{2} = \frac{52.98 \times 3}{2} = 79.47 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{sdz} = \frac{Q_{uz} \times l}{2} = \frac{306.72 \times 6}{2} = 920.16 \text{ daN}$$

$$V_{sdmax} = V_{sdz} = 920.16 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \Rightarrow \bullet A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$\bullet A_v = 11.1 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 15877.13 \text{ daN}$$

La condition :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd}$$

$$920.16 \text{ daN} \leq 15877.13 \text{ daN}$$

➔ Vérifiée

III-3-9- : Vérification de déversement (ELU) :

$$M_{sdmax} \leq M_{B.rd}$$

$$M_{sdmax} = M_{sdy} = 1380.24 \text{ daN.m}$$

$$M_{B.rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times M_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Avec : UPN140} \Rightarrow \text{classe 1} \Rightarrow \gamma_{m1} = 1.1$$

• Lancement :

$$\lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{lt} = 94.37$$

- Lancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad \lambda_{lt} = 1.09$$

- Coefficient de réduction :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} \quad \text{ou : } \varphi_{lt} = \sqrt{1 + 0.21(\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2}$$

$$\varphi_{lt} = 1.18$$

$$\text{Et : } \chi_{lt} = 0.61$$

$$\text{D'où ; } M_{B.rd} = 1570 \text{ DaN.m}$$

$$M_{sdmax} = 1380.24 \text{ daN.m} \leq M_{B.rd} = 1570 \text{ daN.m}$$

➔ Vérifiée

### III-3-10- : calcul des liernes :

- Calcul de la réaction R :

$$Q_{uy} = 52.98 \text{ daN/m}$$

$$R_1 = 1.25 Q_{uy} \times \frac{L}{2} = 198.67 \text{ daN}$$

- Calcul des efforts de traction  $T_i$  :

Et pour tous les efforts de traction dans chaque tronçon de lierne  $L_i$  sont dans le tableau suivant :  $T_{i+1} = T_i + R$

$$\text{➤ Lierne N°1 : } T_1 = \frac{R}{2} = \frac{198.67}{2} = 99.33 \text{ daN}$$

- Lierne N°2 :  $T_2 = R + T_1 = 198.67 + 99.33 = 298 \text{ daN}$
- Lierne N°3 :  $T_3 = R + T_2 = 198.67 + 298 = 496.67 \text{ daN}$
- Lierne N°4 :  $T_4 = R + T_3 = 198.67 + 496.67 = 695.34 \text{ daN}$
- Lierne N°5 :  $T_5 = R + T_4 = 198.67 + 695.34 = 894.01 \text{ daN}$
- Lierne N°6 :  $T_6 = R + T_5 = 198.67 + 894.01 = 1092.68 \text{ daN}$
- Lierne N°7 :  $T_7 = R + T_6 = 198.67 + 1092.68 = 1291.35 \text{ daN}$
- Lierne N°8 :  $T_8 = R + T_7 = 198.67 + 1291.35 = 1490.02 \text{ daN}$
- Lierne N°9 :  $T_9 = R + T_8 = 198.67 + 1490.02 = 1788.69 \text{ daN}$
- Lierne N°10 :  $T_{10} = R + T_9 = 198.67 + 1788.69 = 1987.36 \text{ daN}$
- Lierne N°11 :  $2T_{11} \sin \theta = T_{10} \Rightarrow T_{11} = \frac{T_{10}}{2 \sin \theta}$  avec :

$$\tan \frac{d}{l/2} = \frac{1.5}{3} = 0.5$$

$$\text{ET } \theta = 26.56^\circ$$

- $T_{11} = \frac{1987.36}{2 \sin 26.56} = 2222.33 \text{ daN}$

- Détermination de diamètre du rond :

Traction simple :  $N_{sd} \leq N_{trd}$

$$N_{sd} = T_{11} = 2222.33 \text{ daN}$$

$$N_{trd} = N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma m_0} \Rightarrow A = \frac{T_{11} \times \gamma m_0}{f_y} = \frac{2222.33 \times 1.1}{27.5} = 88.89 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} \geq 88.89 \text{ mm}^2 \Rightarrow d \geq \sqrt{\frac{88.89 \times 4}{\pi}} = 10.64 \text{ mm}$$

➡ Donc il faut prendre un rond de diamètre  $d = 12 \text{ mm}$

❖ Lisses de bardages PIGNON :

**III-3- 11-determination des sollicitations**

**c- charges permanentes : G (Perpendiculaire a l'ame)**

panneau sandwich LL40(visse caché)+ accessoires.....15.5 kg/m<sup>2</sup> ↓  
 poids propre de la lisse : UPN160(estimée).....18.9kg/ml ↓

**Tableau III.3 :** caractéristiques et dimension d'UPN16

H (mm)	B (mm)	T <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
160	65	7.5	10.5	10.5	118	18.9
A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>Z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
24	925	6.2	138	85.3	1.89	35.2

**d- Surcharge climatique du vent : V (dans le plan de l'ame).**

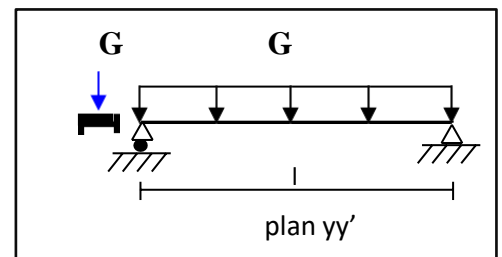
$$V=152.77daN/m^2$$

**III -3-12-Charges et surcharges par mètre linéaire :**

**b- charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)**

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.  
 charges accrochées éventuelles.

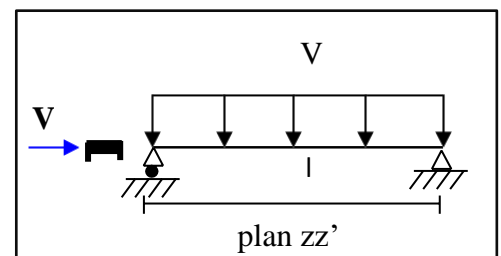
$$G=(15.5 \times 1.5) + 18.9 = 42.15 \text{ daN/m}$$



**Figure III.6.**charge permanant

**b-surcharge climatique (V) : (dans le plan de l'ame )**

Surcharge du vent (V)  
 $V=152.77 \times 1.5=229.15daN/m$



**Figure III.7.**charge du vent

### III -3-13-combinaisons des charge les plus défavorable :

- ELU :**
- 1.35 G + 1.5 V

- ELS :**
- G+V

**Tableau III.4:** Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	ZZ'	YY'
ELU ( $Q_U$ )	343.73 daN/m ↓	56.96 daN/m ↓
ELS ( $Q_S$ )	229.15 daN/m ↓	42.15 daN/m ↓

### III-3-14- condition de la flèche : (ELS)

On est dans le cas d'un poutre articulé-articulé alors la condition de la flèche à l'ELS :

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q_U \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{ad}}$$

#### b) Vérification de la flèche suivant l'axe z-z :

$$\delta_z = \frac{5 \times 229.15 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 925 \times 10^{-8}} = 0.019\text{m} \leq \delta_{\text{add}} = 0.030\text{m}$$

➔ **Vérifiée**

#### b) Vérification de la flèche suivant l'axe y-y :

$$\delta_y = \frac{5 \times 42.15 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 85.3 \times 10^{-8}} = 0.039\text{m} \geq \delta_{\text{add}} = 0.030\text{m}$$

➔ **NON Vérifiée**

La flèche n'est pas vérifiée suivant l'axe y-y donc on doit ajouter des lierne :

$$\delta_y = \frac{2.05 \times 42.15 \times 3^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 85.3 \times 10^{-8}} = 0.001\text{m} \leq \delta_{\text{add}} = 0.03\text{m}$$

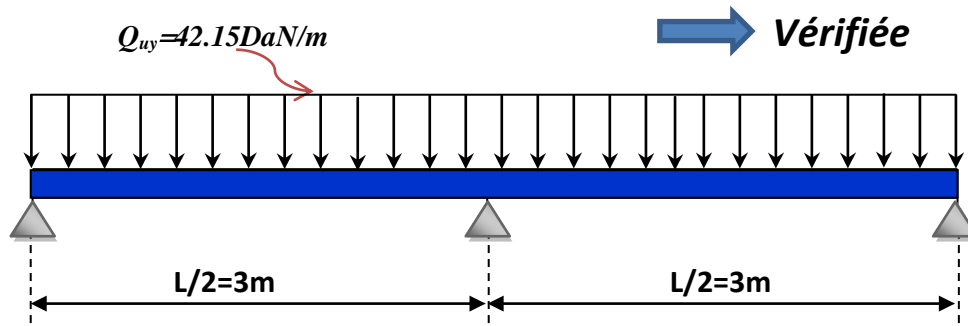


Figure III.8. Disposition des liernes

## b) Vérification de la flèche résultante :

$$\delta_{\max} = \sqrt{\delta y^2 + \delta z^2}$$

$$\delta_{\max} = \sqrt{0.001^2 + 0.019^2} = 0.019 \text{ m} \leq 0.03 \text{ m}$$

➡ Vérifiée

Donc le profile qui correspond est UPN140

## III-3-15- : Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[ \frac{Nsd}{Nplrd} \right] + \left[ \frac{Msdy}{Mplrdy} \right] + \left[ \frac{Msdz}{Mplrdz} \right] \leq 1$$

## ❖ Détermination de la classe de profilé :

$$\text{Ame : } \frac{d}{tw} = \frac{118}{7.5} = 15.73 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc l'âme est de classe 1

$$\text{Semelle : } \frac{c}{tw} = \frac{(b-tw-r)}{2tf} = \frac{47}{21} = 2.23 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

➡ Le profilé est de classe 1

➡  $\gamma_{m0} = 1.1$



## ❖ Moments réduit :

- $M_{ply.rd} = \frac{Wply \times fy}{\gamma m0} = \frac{138 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 3450 \text{ daN.m}$
- $M_{plz.rd} = \frac{Wplz \times fy}{\gamma m0} = \frac{35.2 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 880 \text{ daN.m}$

## ❖ Moments fléchissant :

YY' :

- $M_{y.sd} = \frac{Quz \times l^2}{8} = \frac{343.73 \times 6^2}{8} = 1546.78 \text{ daN.m}$

ZZ' :

- $M_{z.sd} = \frac{Quy \times l^2}{8} = \frac{56.90 \times 3^2}{8} = 64.01 \text{ daN.m}$

La condition :

$$\left[ \frac{Msdy}{Mplrdy} \right] + \left[ \frac{Msdz}{Mplrdz} \right] \leq 1$$

$$\left[ \frac{1546.78}{3450} \right] + \left[ \frac{64.01}{880} \right] = 0.52 \leq 1$$

 **Vérifiée**

## III-3-16- : Vérification de cisaillement (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd} \dots\dots\dots (EC.3 p158)$$

- $V_{sd} = \text{MAX}(V_{sdy} | V_{sdz})$ 
  - $V_{sdy} = \frac{Quy \times l}{2} = \frac{56.90 \times 6}{2} = 170.7 \text{ daN}$
  - $V_{sdz} = \frac{Quz \times l}{2} = \frac{343.73 \times 6}{2} = 1031.19 \text{ daN}$

$$V_{sdmax} = V_{sdz} = 1031.19 \text{ daN}$$

$$\bullet V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}\sqrt{3}} \quad \Rightarrow \bullet A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$\bullet A_v = 13.34 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 19196.89 \text{ daN}$$

La condition :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd}$$

$$1031.19 \text{ daN} \leq 19196.89 \text{ daN}$$

➔ Vérifiée

III-3-17- : Vérification de déversement (ELU) :

$$M_{sdmax} \leq M_{B.rd}$$

$$M_{sdmax} = M_{sdy} = 1546.78 \text{ daN.m}$$

$$M_{B.rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times M_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Avec : } UPN140 \Rightarrow \text{classe 1} \Rightarrow \gamma_{m1} = 1.1$$

L'lancement :

$$\lambda_{lt} = \frac{l/iz}{\sqrt{c1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{l/iz}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{lt} = 93.70$$

• L'lancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 1.08$$

• Coefficient de reduction :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} \quad \text{ou : } \varphi_{lt} = \sqrt{1 + 0.21(\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2}$$

$$\phi_{lt}=1.17$$

$$\text{Et : } \chi_{lt}=0.61$$

$$\text{D'où ; } M_{B.rd}=2104 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdmax}=1546.78 \text{ daN.m} \leq M_{B.rd}=2104 \text{ daN.m}$$

➔ **Vérifiée**

### III-3-18- : calcul des liernes :

- Calcul de la réaction R :

$$Q_{uy}=56.90 \text{ daN/m}$$

$$R_1=1.25 Q_{uy} \times \frac{L}{2}=213.37 \text{ daN}$$

- Calcul les efforts de traction  $T_i$  :

Et pour tous les efforts de traction dans chaque tronçon de lierne  $L_i$  sont dans le tableau suivant :  $T_{i+1}=T_i+R$

- Lierne N°1 :  $T_1 = \frac{R}{2} = \frac{213.37}{2} = 106.6 \text{ daN}$
- Lierne N°2 :  $T_2 = R+T_1=213.7+106.6= 320.38 \text{ daN}$
- Lierne N°3 :  $T_3 = R+T_2=213.7+320.38= 534.8 \text{ daN}$
- Lierne N°4 :  $T_4 = R+T_3=213.7+534.8= 747.78 \text{ daN}$
- Lierne N°5 :  $T_5 = R+T_4=213.7+747.78= 961.48 \text{ daN}$
- Lierne N°6 :  $T_6 = R+T_5=213.7+961.48= 1175.18 \text{ daN}$
- Lierne N°7 :  $T_7 = R+T_6=213.7+1175.18= 1388.88 \text{ daN}$
- Lierne N°8 :  $T_8 = R+T_7=213.7+1388.88= 1602.58 \text{ daN}$
- Lierne N°9 :  $T_9 = R+T_8=213.7+1602.58= 1816.28 \text{ daN}$

➤ Lierne N°10 :  $T_{10} = R + T_9 = 213.7 + 1816.28 = 2029.98 \text{ daN}$

➤ Lierne N°11 :  $2T_{11} \sin \theta = T_{10} \Rightarrow T_{11} = \frac{T_{10}}{2 \sin \theta}$

avec  $\tan \frac{d}{l/2} = \frac{1.5}{3} = 0.5$  ET  $\theta = 26.56^\circ$

➤  $T_{11} = \frac{2029.98}{2 \sin 26.56} = 2269.98 \text{ daN}$

- Détermination de diamètre du rond :

Traction simple :  $N_{sd} \leq N_{trd}$

$N_{sd} = T_{11} = 2269.98 \text{ daN}$

$N_{trd} = N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A = \frac{T_{11} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2269.98 \times 1.1}{27.5} = 90.79 \text{ mm}^2$

$A = \frac{\pi \times d^2}{4} \geq 90.79 \text{ mm}^2 \Rightarrow d \geq \sqrt{\frac{90.79 \times 4}{\pi}} = 10.75 \text{ mm}$

➡ Donc il faut prendre un rond de diamètre  $d = 12 \text{ mm}$

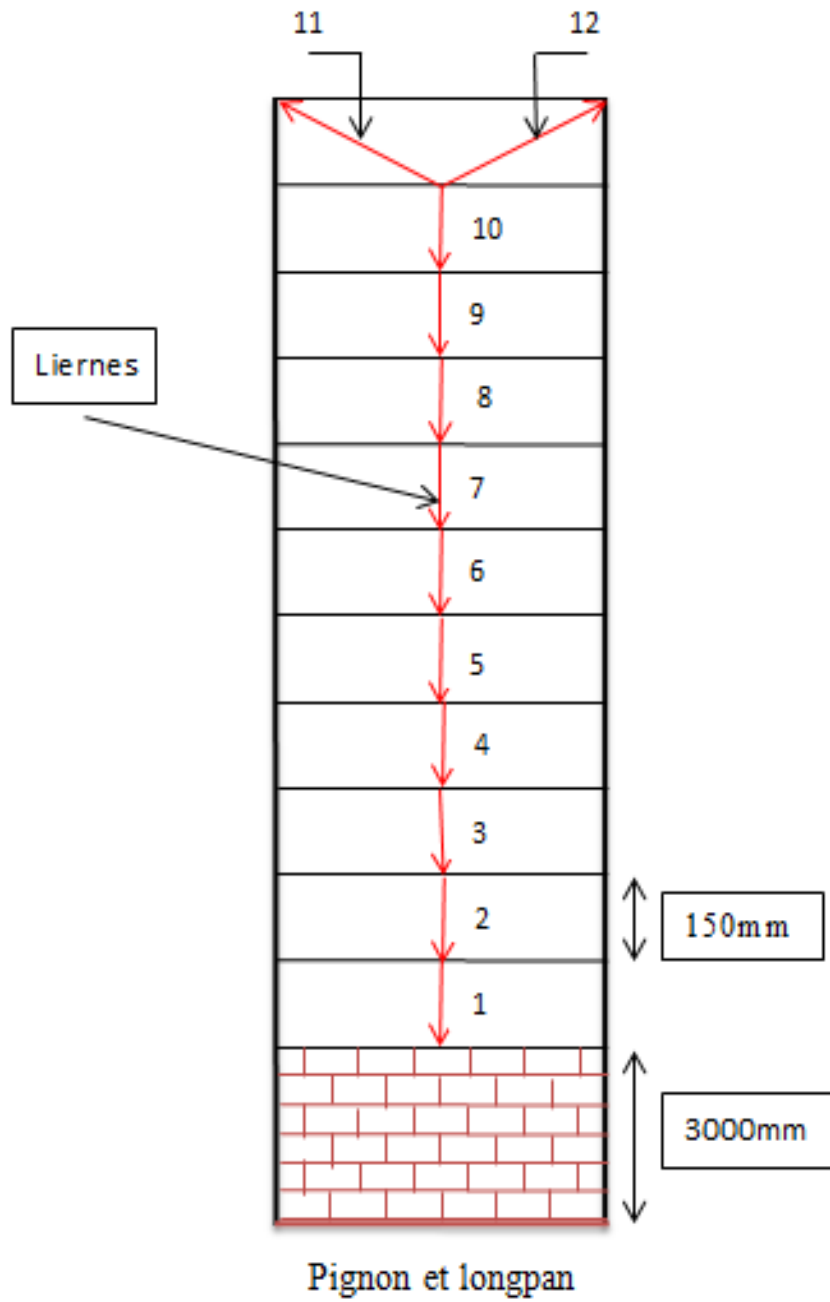


Figure III.9. Disposition des liernes

### III-4- calculs des potelets:

#### III-4-1-Hypothèse de calcul :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier le bardage et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage et de la hauteur de la construction.

Le potelet le plus sollicité à des caractéristiques suivantes :

- L'écartement entre les potelets :  $d=6\text{m}$ .
- Chargement uniforme suivant les deux axes.
- hauteur de potelets :  $L = 6\text{ m}$ .
- poids propre d'une lisse:  $G_l= 18.9\text{ daN/m}$ .
- poids du bardage :  $15.5\text{daN/m}^2$ .
- Poids propre de potelets (IPE220 estimé)  $G= 26.2\text{daN /m}$ .

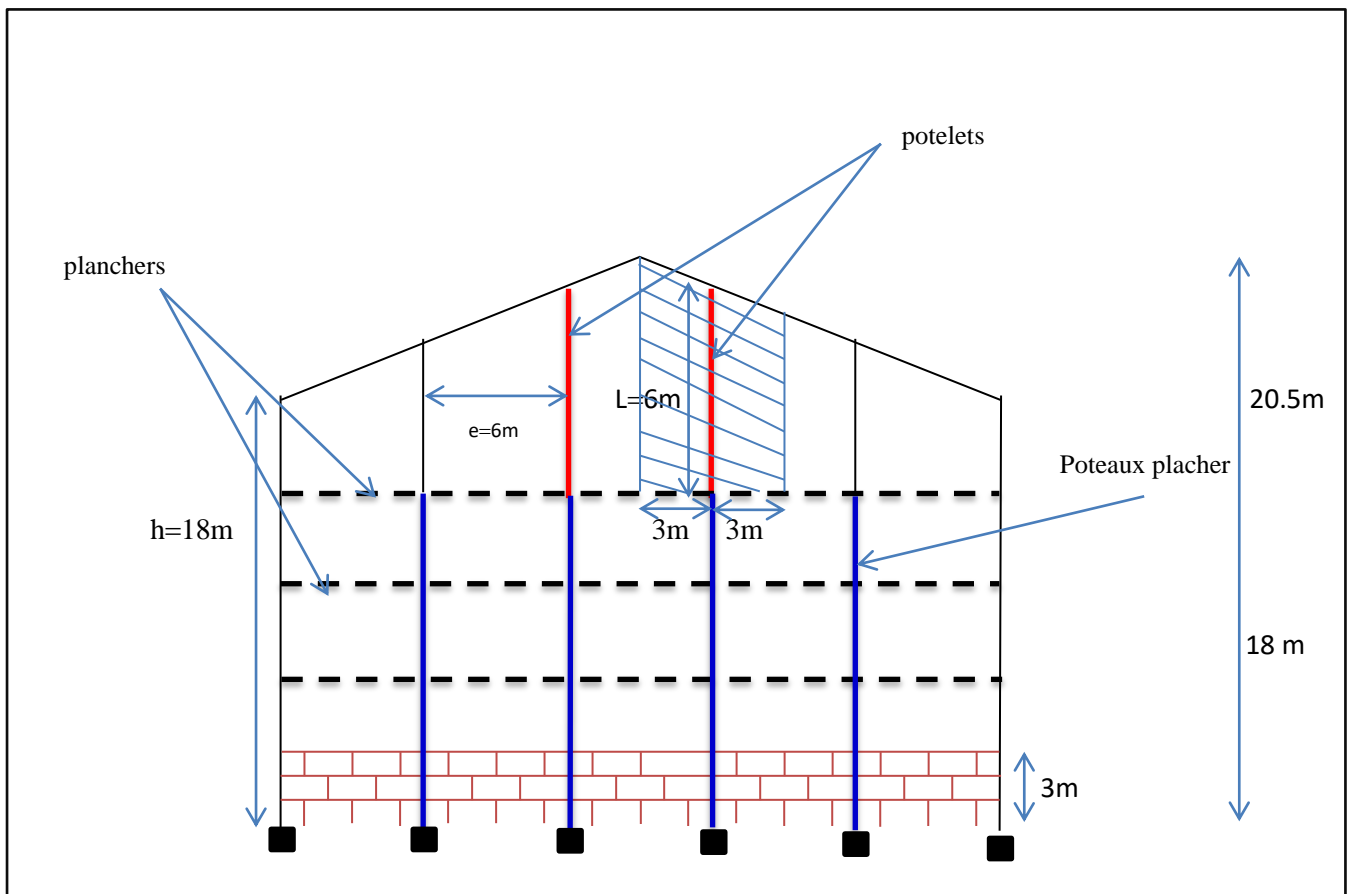


Figure III.1. : Disposition des potelets.

**III -4-2-Détermination de sollicitation :**

**a- charges permanentes : G (par m<sup>2</sup> de bardage)**

Panneau sandwich LL40+accessoire.....15.5 kg/m<sup>2</sup>  
 Poids propre de la lisse: IPE220(estimée).....19.8kg/ml

**Tableau.III.1 :** caractéristiques et dimension de IPE220

h (mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
220	110	5.9	9.2	12	177.6	19.8
A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
33.4	2772	9.11	285	205	2.48	58.1

**b- surcharge climatique du vent : V**

$V = 152.77 \text{ kg/m}^2 \uparrow$

**III -4-3-Charges et surcharges :**

**a. charges permanentes (G) :**

$G_{p,s}=15.5 \times 6 \times 6 = 558 \text{ daN}$

$G_{lisse}=18.9 \times 6 \times 3 = 340.2 \text{ daN}$

$G_{potelet}=26.2 \times 6 = 157.2 \text{ daN}$

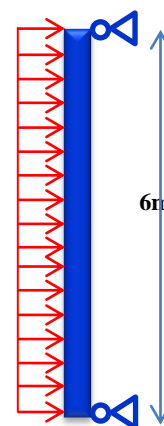
$G_{tot}=558+340.2+157.2 = 1055.4 \text{ daN}$

**b-surcharge climatique (V) :**

Surcharge du vent (V)

$V=152.77 \times 6 = 916.62 \text{ daN/m}$

$V=916.62 \text{ daN/m}$



**Figure III -4.2 :** charge du vent

**III -4-4-combinaisons des charge les plus défavorable :**

ELU :

ELS :

- 1.35 G + 1.5 V

- G+V

**Tableau .III.2:** Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	ZZ'	YY'
ELU (Qu)	• 1.35G + 1.5V = 1374.93 daN/m ↓	• 1.35G + 1.5V = 1424.79 daN ↓
ELS (Qs)	• G + W = 916.62 daN/m ↓	• G + W = 1055.4 daN ↓

**III-4-5- condition de la flèche : (ELS)**Condition de la flèche à l'ELS :  $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$ 

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Qu \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{l}{200}$$

$$\delta_z = \frac{5 \times 916.62 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 2772 \times 10^{-8}} = 0.026 \text{ m} \leq \delta_{\text{add}} = 0.030 \text{ m}$$

 **Vérifiée**
**Donc IPE220 vérifié la flèche****III-4-6- vérification de Moments fléchissant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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



## ❖ Détermination de la classe de profilé :

$$Ame : \frac{d}{tw} = \frac{177.6}{5.9} = 30.10 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc l'âme est de classe 1

$$Semelle : \frac{c}{tw} = \frac{(b-tw-2r)}{2tf} = \frac{80.1}{18.4} = 4.35 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

➡ Le profilé est de classe 1

➡  $\gamma_{m0} = 1.1$

$$\bullet \quad M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 7125 \text{ daN.m}$$

$$\bullet \quad M_{y.sd} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{1374.93 \times 6^2}{8} = 6181.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdmax} = 6187.18 \text{ daN.m} \leq M_{pl.rd} = 7125 \text{ daN.m}$$

➡ **Vérifiée**

### III-4-7- vérification de la résistance au moment fléchissant et l'effort axial :

$$N_{sdmax} \leq \min(0.25 N_{pl.rd} ; 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$$

$$\bullet \quad N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 1055.4 = 1424.79 \text{ daN}$$

$$\bullet \quad N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{33.4 \times 2750}{1.1} = 83500 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow 0.25 N_{plrd} = 20875 \text{ daN}$$

$$\frac{0.5 A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5(A - A_v) \times 2750}{1.1} = \frac{0.5(33.4 - 15.88) \times 2750}{1.1} = 21900 \text{ daN}$$

$$N_{sdmax} = 1424.79 \text{ daN} \leq \min(20875 \text{ daN} ; 21900 \text{ daN})$$

$$N_{sdmax} = 1424.79 \text{ daN} \leq 20875 \text{ daN}$$

➡ **Vérifiée**

L'effort normal peut être négligé é par rapport a le moment de résistance

## III-4-8- vérification de l'élancement à l'instabilité :

## ❖ Flambement :

$$\frac{Nsd}{\chi_{\min} \times Nplrd} + \frac{k_y \times Msdy}{Mplrd} \leq 1$$

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

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} \quad \text{et : } \varphi_{lt} = 0.5 \times (1 + 0.21(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2)$$

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) (\beta_A)^{0.5} \quad / \beta_A = 1$$

- YY' :

$$\lambda_1 = 86.38$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{600}{9.11} = 65.86$$

$$\checkmark \bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{65.86}{86.38} = 0.76$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{22}{11} = 2 \geq 1.2 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} yy' \Rightarrow a \Rightarrow \alpha = 0.21 \\ zz' \Rightarrow b \Rightarrow \alpha = 0.34 \end{cases}$$

$$t_f = 0.92 \leq 40 \text{mm}$$

$$\checkmark \varphi_{lt} = 0.84$$

$$\checkmark \chi_{lt} = 0.83$$

$$\longrightarrow \chi_y = 0.83$$

- ZZ' :

$$\lambda_1 = 86.38$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{150}{2.48} = 60.48 \quad / l_f = \text{espacement entre lisse}$$

$$\checkmark \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{60.48}{86.38} = 0.70$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{22}{11} = 2 \geq 1.2 \longrightarrow \begin{cases} yy' \Rightarrow a \Rightarrow \alpha = 0.21 \\ zz' \Rightarrow b \Rightarrow \alpha = 0.34 \end{cases}$$

$$t_f = 0.92 \leq 40\text{mm}$$

$$\checkmark \varphi_{lt} = 0.83$$

$$\checkmark \chi_{lt} = 0.78$$

$$\longrightarrow \chi_y = 0.78$$

$$\text{Alors : } \chi_{\min} = \chi_y = 0.78$$

- Coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} \times W_{ely}}{W_{ely}} = -0.93 \Rightarrow \beta_{My} = 1.3 \text{ appuis simple}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1.017$$

$$k_y \leq 1.5 \text{ vérifiée}$$

Vérification de la condition :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{plrd}} + \frac{k_y \times M_{sdy}}{M_{plrd}} \leq 1$$

$$0.89 \leq 1$$

 **Vérifiée**

❖ **Diversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{plrd}} + \frac{k_{lt} \times M_{sdy}}{\chi_{lt} M_{plrd}} \leq 1$$

- $\lambda_{lt}$  :

$$\lambda_{lt} = \frac{l/iz}{\sqrt{c1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{l/iz}{h/tf} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{lt} = 53.03$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) (\beta_A)^{0.5} \quad / \quad \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 0.4 \Rightarrow \text{risque de diversement}$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 \times (1 + 0.21(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2)$$

$$\varphi_{lt} = 0.72$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}}$$

$$\chi_{lt} = 0.9$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_{lt} \beta^{-0.15}$$

$$\mu_{lt} = -0.0135$$

$$k_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$k_{lt} = 1$$

Vérification de la condition :




$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{plrd}} + \frac{k_{lt} \times M_{sdy}}{\chi_{lt} M_{plrd}} \leq 1$$

$$0.98 \leq 1$$

 **Vérifiée**

### III-5- Conclusion :

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

- Les pannes :  **IPE180 (avec liernes)**
- Les lisses :  **- UPN 140 (logpan) avec liernes**  
**-UPN160 (pignon) avec liernes**
- Les potelets :  **IPE220**

# **CHEMIN DE ROULEMENT**

## CHEMIN DE ROULEMENT

### IV-1-Introduction

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement de la halle de **28m** de portée abritant un pont roulant de **15 T** (capacité de levage nominale).

- **Le pont roulant** : est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.
- **La voie de roulement** : est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.
- **La poutre de roulement** est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues.

### IV-2-Caractéristiques du pont roulant

**Tableau IV. 1:** Caractéristiques du pont roulant

Puissance	Portée	Vitesse			Poids			Dimensions				
		Levage	Direct	Trans	B	K	B+K	a	b	C	d	E
T	M	m/min	m/min	m/min	t	t	t	m	m	M	m	M
15	28	5	30	64	28.6	5	33.6	1	0.35	0,6	2,1	4,44

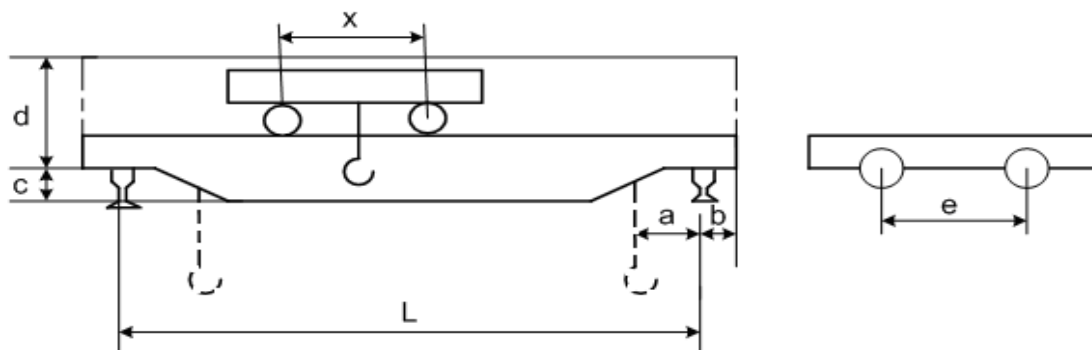


Figure IV.1: schéma de pont roulant

### IV .3.Caractéristiques du chemin de roulement :

- Portée du chemin de roulement :  $l = 6\text{m}$
- Portée du pont roulant  $L = 28\text{m}$
- La distance minimal du crochet de travail  $a = 1\text{m}$
- Poids propre du pont  $(B+K) = 33.6\text{ T}$
- Charge admissible de levage  $N = 15\text{ T}$
- Entre axe des galet du pont :  $e = 4.44\text{ m}$
- Le nombre des galets du pont :  $n = 4$

### IV .4. Le classement et coefficient de pont roulant :

Suivant les conditions d'utilisation :

- B** : Utilisation régulière en service intermittent
- 2** : Soulèvement de charges variant de zéro (0) à la charge nominale.

D'où les groupe en fonction de ces caractéristiques :

Tableau IV.2: Classements des ponts roulants

<b>I</b>	<b>A-1</b>	<b>A-2</b>	<b>B1</b>	<b>C-1</b>
<b>II</b>	<b>A-3</b>	<b>B-2</b>	-	<b>C-2</b>
<b>III</b>	-	<b>B-3</b>	-	<b>C-3</b>

#### ➤ Coefficients :

$C$  : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail

$\varphi$  : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticale



Tableau IV.3 : Coefficients de majoration dynamique

Groupe du pont roulant	Chemin de roulement $\varphi_1$	Support de chemin de roulement $\varphi_2$	C
Pont d'atelier à crochet «II»	1,15	1,05	0,20

#### IV .5 . Calcul de la poutre de roulement PDR :

##### IV .5 .1. Réactions des galets d'un pont roulant :

###### a) Charges verticales :

R max : Charge maximale statique.

R min : Charge minimale statique.

R1 max : Charge maximale dynamique.

R1 min : Charge minimale dynamique.

$$R \text{ max} = 16860 \text{ daN}$$

$$R \text{ min} = 7440 \text{ daN}$$

$$R1 \text{ max} = \varphi_1 \times \text{max R}$$

$$R1 \text{ min} = \varphi_1 \times \text{min R}$$



$$R1 \text{ max} = 1,15 \times 16860 = 19389 \text{ daN}$$

$$R1 \text{ min} = 1,15 \times 7440 = 8556 \text{ daN}$$

###### b) Charges horizontale longitudinale :

R2 max : Charge maximale.

R2 min : Charge minimale.

$$R2 \text{ max} = c \times R \text{ max} = 0.2 \times 16860 = 3372 \text{ daN}$$

avec : **C=0.2**

$$R2 \text{ min} = c \times R \text{ min} = 0.2 \times 7440 = 1488 \text{ daN}$$

## c) Charges horizontales transversales :

R3 max: Charge maximale.

R3 min : Charge minimale.

## IV. 5.2. Réactions horizontales transversales

❖ Chariot au milieu de la portée du pont :

$$R_{3\max} = \pm \left\{ 0,024(N + K + B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K) \right\} / n$$

$$R_{3\max} = \pm \left\{ 0,024(15 + 5 + 28.6) \frac{28}{4.44} + 0,021(15 + 5) \right\} / 2$$

$$R_{3\max} = \pm 3.887 \text{ T} = \pm 3887 \text{ daN}$$

$$R_{3\max} = \pm \left\{ 0,024(N + K + B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K) \right\} / n$$

$$R_{3\min} = \pm \left\{ 0,024(15 + 5 + 28.6) \frac{28}{4.44} - 0,021(15 + 5) \right\} / 2$$

$$R_{3\min} = \pm 3.467 \text{ T} = \pm 3467 \text{ daN}$$

❖ Chariot à la distance minimale du chemin de roulement

$$R_{3\max} = \pm \left\{ 0,0052(N + K + 5B) \frac{L}{e_1} + 0,021(N + K) \right\} / n$$

$$R_{3\max} = \pm \left\{ 0,0052(15 + 5 + 5 \times 28.6) \frac{28}{4,44} + 0,021(15 + 5) \right\} / 2$$

$$R_{3\max} = \pm 2.882 \text{ T} = \pm 2882 \text{ daN}$$

$$R_{3\min} = \pm \left\{ 0,0052(N + K + 5B) \frac{L}{e_1} - 0,021(N + K) \right\} / n$$

$$R_{3\min} = \pm \left\{ 0,0052(15 + 5 + 5 \times 28.6) \frac{28}{4,44} - 0,021(15 + 5) \right\} / 2$$

$$R_{3\min} = \pm 2.462 \text{ T} = 2462 \text{ daN}$$

Donc les réactions d'un galet du pont roulant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Les valeurs des réactions du pont roulant

Réaction	R	R1	R2	R3
Max	16860 daN	19389 daN	3372 daN	3887 daN
Min	7440 daN	8556 daN	1488 daN	4925 daN

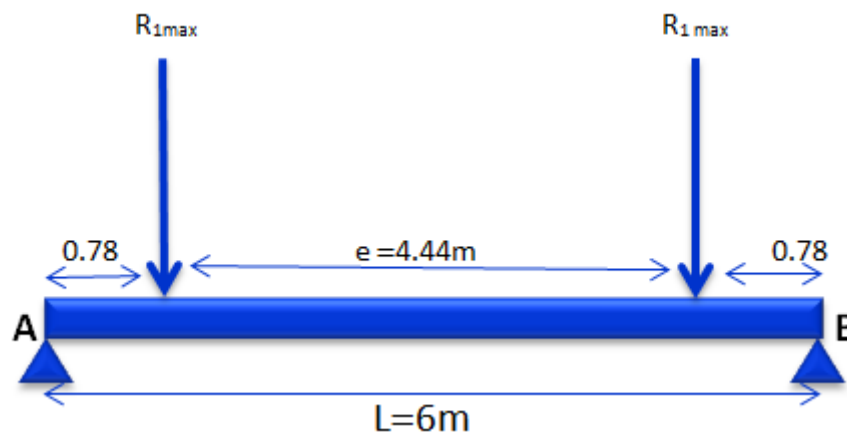
## IV.6.pré-dimensionnement de la poutre de roulement :

### IV.6.1.Vérification de la flèche :

- Travée de  $l = 6\text{m}$  (sur deux appuis simple)
- Distance entre galets  $e=4.44\text{m}$
- On propose **HEA450** pour notre poutre de roulement

**Tableau IV.5:** Carracteristiques et dimension de HEA450

h (mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
440	300	11.5	21	27	363	139.8
A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>Z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
178	63722	18.9	3216	9465	7.29	966



**Figure IV.2 :** Disposition des réactions des galets sur la PDR

La vérification de la flèche se fait par la condition de la flèche à l'ELS :  $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$

Flèche admissible :  $\delta_{\text{add}} = \frac{l}{750}$

Flèche max :

On a :  $\frac{d}{e} = \frac{4.44}{6} = 0.74 \geq 0.654$  donc :

$$\delta_{\max} = \frac{R1_{\max} \times l^3}{48 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{l}{750}$$

$$\delta_{\max} = \frac{19389 \times 6^3}{48 \times 21 \times 10^9 \times 63722 \times 10^{-8}} = 0.0065\text{m} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{l}{750} = 0.008\text{m}$$

➔ **Vérifiée**

### IV.6.2. Vérification de moment fléchissant max :

On a :  $e > 0,586L$

$$e = 4,44 > 0,586 \times 6 = 3,51$$

donc le théorème de barré n'est pas applicable. La position la plus défavorable de  $R_{v\max}$  est mi-travée de la 1<sup>ère</sup> poutre et l'autre sur la 2<sup>ème</sup> poutre.

$$M_{sd} = \frac{R_{1\max} \times l}{4}$$

$$M_{sd} = \frac{19389 \times 6}{4} = 29083.5 \text{ daN.m}$$

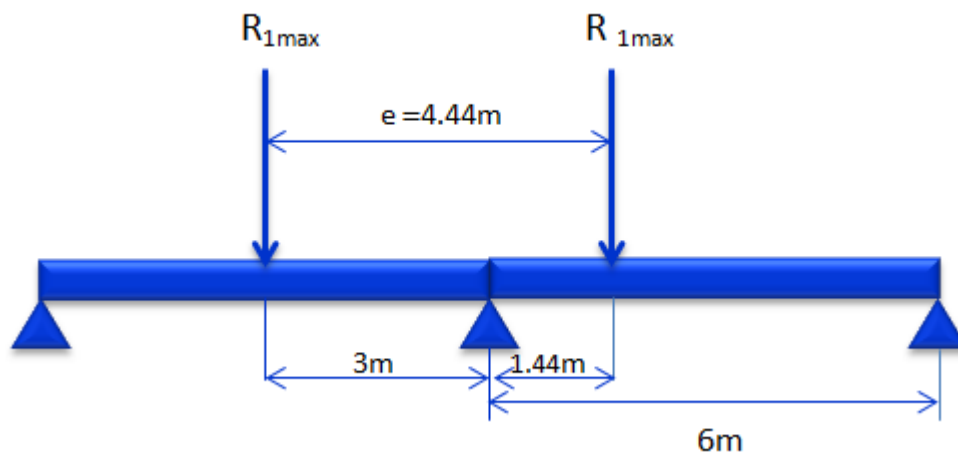


Figure IV.3 : Disposition des réactions des galets sur la PDR

### IV.6.3. Effort tranchant max :

L'effort tranchant est max lorsque l'une des réactions est sur l'appui.

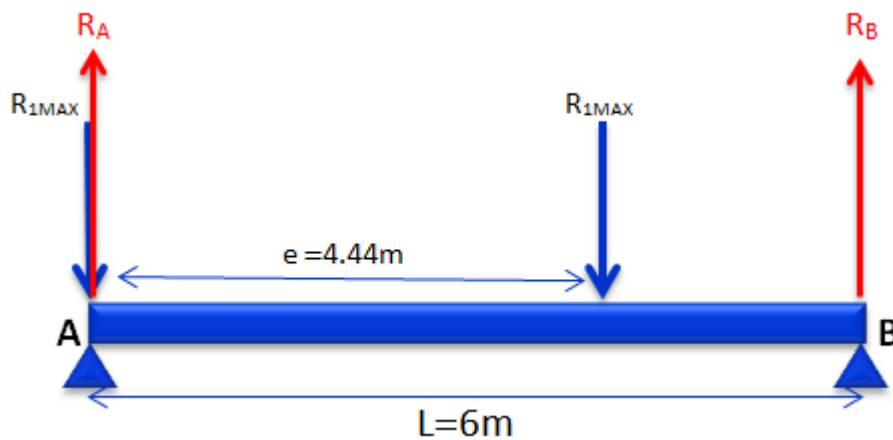


Figure IV.4: Schéma représenté les réactions.

$$2R_{\max} = R_A + R_B$$

Le moment par rapport à B :

$$M_B = R_A \cdot L - R_{1\max} \cdot L - R_{1\max} (L - e) = 0.$$

$$T_{\max} = R_A = \frac{2R_{1\max} \times L - R_{1\max} \times e}{L} = 24430.14 \text{ daN}$$

#### IV.7.Choix du rail :

Pour notre cas, on a un pont roulant de 15t (puissance de levage), donc on va utiliser des rails qui ils ont une grande inertie.

Pour notre cas  $R_{\max} = 19389 \text{ daN} \rightarrow D = 400 \text{ mm}$  (Le diamètre de galet)  $\rightarrow H = 75 \text{ mm}$

$\rightarrow$  donc on choisie le rail **A65**

##### IV.7.1. Dimensions du rail de pont roulant :

Tableau IV.6.: Caractéristiques des rails

désignation	Surface (cm <sup>2</sup> )	poids (Kg/m)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	H (mm)	K (mm)
<b>A65</b>	55.4	43.5	609	327	69.6	7307	75	65

##### IV.7.2. : Dimensions du crapaud :

Tableau IV.7: Dimensions de crapaud

Désignation	2trous		B mm	a mm	b mm	c mm	d mm	g mm	h mm	j mm	K Mm
	Long	Poids(g)									
<b>A65</b>	120	820	97.5	60	22	38	17	24	24	22	29

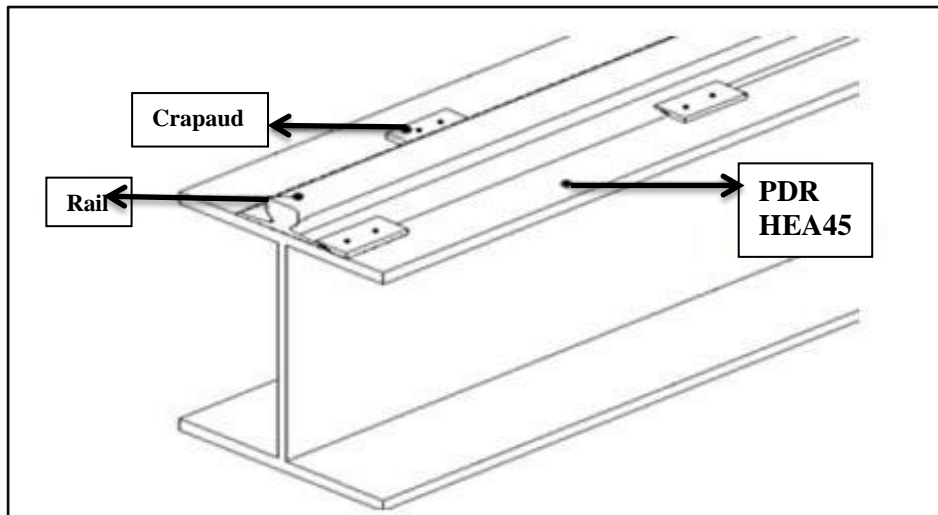


Figure IV.5: schéma (PDR+rail)

#### IV.8. Vérification de la flèche pour HEA450

##### a) Flèche verticale :

$$G = G_{\text{HEA450}} + G_{\text{rail (A65)}} = 139.8 + 43.5 = 183.3 \text{ DaN}$$

$$\delta_{\text{max}} = \frac{R1_{\text{max}} \times l^3}{48 \times E \times I_y} + \frac{5 \times Qu \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{l}{750}$$

$$\delta_{\text{max}} = 0.0065 + 0.00023 = 0.0067 \text{ m} \leq \delta_{\text{add}} = 0.008 \text{ m}$$

➡ **Vérifiée**

##### b) Flèche horizontale :

Les forces transversales appliquées à la voie de roulement sont dues au freinage du chariot, au levage oblique de la charge, aux irrégularités de la voie de roulement et à la marche en crabe du pont roulant. Elles sont transmises à la poutre par les galets du pont roulant à la travée du rail de roulement.

On tient compte seulement de la semelle supérieure qui est la plus sollicitée à R3 max.

$$\delta_{\text{max}} = \frac{R3_{\text{max}} \times l^3}{48 \times E \times I_z(\text{semelle})} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{l}{750}$$

Avec :

$$I_{z(\text{semelle})} = \frac{t_f \times b^3}{12} = 4725 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{\text{max}} = 0.017 \text{ m} \geq \delta_{\text{add}} = 0.008 \text{ m}$$

➔ *PAS vérifiée*

=> La flèche horizontale n'est pas vérifiée, alors on doit augmenter l'inertie de la semelle supérieure du HEA en soudant de part et d'autre des bords de la semelle des cornières

#### IV.9. Dimensionnement de la Poutre de freinage (raidisseurs) :

- On a choisi CAE 150×150×12

Tableau IV.8: Caractéristiques de profilé

Profilé	$I_u$ (cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	P (kg/m)	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )
L150×150×12	1014,4	34,83	4.12	27,3	737

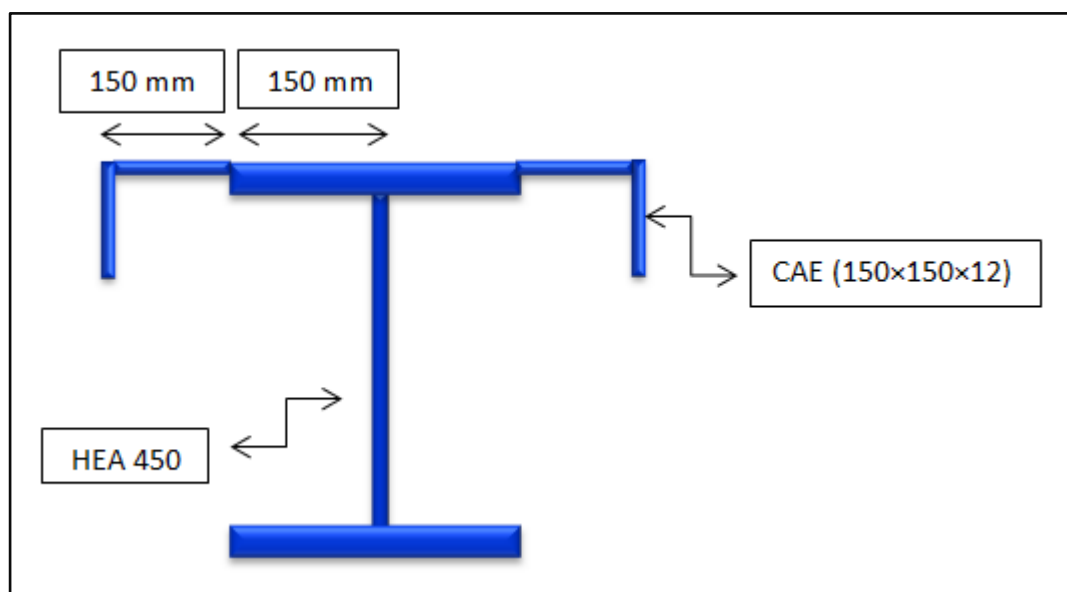


Figure IV.6: Renforcement de la PDR.

#### IV.10. Détermination de l'inertie de la poutre(raidisseur):

$$\bullet S_1 \times X_G = S_2 \times (L - X_G)$$

$$\text{Avec : } X_G = \frac{S_2 \times L}{S_1 + S_2} \longrightarrow \begin{cases} S_1 = 30 \times 2.1 = 63 \text{ cm}^2 \\ S_2 = 34.83 \text{ cm}^2 \\ L = 25.88 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$X_G = 9.21 \text{ cm}$$

$$\bullet I_{eq} = I_{semelle} + 2I_{CAE} + S_1(2X_g)^2 + 2S_2(L-X_G)^2$$

$$I_{eq} = 46932.41 \text{ cm}^4$$

#### IV.11. vérification de la flèche après renforcement :

$$\delta_{max} = \frac{R_{3max} \times l^3}{48 \times E \times I_{eq}(semelle)} \leq \delta_{add} = \frac{l}{750}$$

$$\delta_{max} = 0.0017 \text{ m} \leq \delta_{add} = 0.008 \text{ m}$$

 *Vérifiée*

❖ La flèche résultante :

$$\delta_{max} = \sqrt{\delta_v^2 + \delta_h^2}$$

$$\delta_{mas} = \sqrt{0.0065^2 + 0.00017^2} = 0.0067 \text{ m} \leq 0.008 \text{ m}$$

 *Vérifiée*

#### IV.12. Evaluation des charges :

➤ Charges verticales :

$$M_{sd} = \frac{R_{1max} \times l}{4} = 29083.5 \text{ daN.m}$$

➤ Charges verticales :

$$T_{max} = R_A = 24430.14 \text{ daN}$$

#### IV.13. Charges horizontales transversales :

➤ Moment fléchissant  $M_{MAX}$ :

En utilisant les lignes d'influence.

$$M_{(x)} = x \left(1 - \frac{x}{l}\right) \times R_{3max}$$

$$M_{\left(\frac{l}{2}\right)} = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{l/2}{l}\right) \times R_{3max}$$



$$M_{\left(\frac{l}{2}\right)} = \frac{6}{2} \left(1 - \frac{6/2}{6}\right) \times = 12600 \text{ DaN.m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 5831.25 \text{ daN.m}$$

➤ L'effort tranchant  $T_{\max}$  :

$$T_{\max} = R_{3\max} = 3887 \text{ DaN}$$

➤ Charges horizontales longitudinales :

$$N = R_{2\max} = 3372 \text{ daN.}$$

Donc on résumé les charges dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9:** tableau récapitulatif des charges

Les charges	Verticales	Horizontales transversales	Horizontales longitudinales
RA	16860 daN	/	/
RB	7440 daN		
$M_{\max}$	29083.5 daN.m	5831.25 daN.m	
$T_{\max}$	24430.14 daN	3887 daN	
N	/	/	3372 daN

## IV.14. Vérification de la poutre de roulement :

### IV.14.1. Les combinaisons des charges :

➤ Les charges verticales :

- Charges permanentes :
    - Charge de rail :  $G_1 = 43.5 \text{ kg/m}$
    - Charge de la poutre de roulement :  $G_2 = 139.8 \text{ daN/m}$
    - Charges mobiles appliqués sur la passerelle :  $G_3 = 10\% \text{ de } G_2 = 13.98 \text{ daN/m}$
- $G = 43.5 + 139.8 + 13.98 = 197.28 \text{ daN/m}$

$$M_G = G.l^2/8 = 887.76 \text{ daN.m}$$

- Charges variables :

$$M_{\max} = 29083.5 \text{ daN.m}$$

$$T_{\max} = 24430.14 \text{ daN}$$

- ❖ Les combinaisons des charges verticales :

**Tableau IV.10:** les combinaisons des charges verticales

	Combinaison des efforts	Résultat
<b>ELU</b>	$1,35G + 1,5T_{\max}$	36911.53daN
<b>ELS</b>	$G + T_{\max}$	24627.42daN

- ❖ Les combinaisons des charges verticales : (les moments)

**Tableau IV.11:** les combinaisons des charges verticales ( les moments)

	Combinaison des moments	Résultat
<b>ELU</b>	$1,35(M_G) + 1.5M_{\max}$	44823.72 daN.m
<b>ELS</b>	$M_G + M_{\max}$	29971.26 daN.m

➤ Les charges horizontales:

- Transversales :

$$T_{\max} = R_A = 5831.25 \text{ daN}$$

$$M_{\max} = 3887 \text{ daN.m}$$

- ❖ Les combinaisons des charges horizontales transversales :

**Tableau VI.12:** les combinaisons des charges horizontales transversales

	Combinaison des efforts	Résultat
<b>ELU</b>	$1,5 T_{\max}$	8746.87 daN
<b>ELS</b>	$T_{\max}$	5831.2 daN

❖ Les combinaisons des charges horizontales transversales (les moments):

**Tableau IV.13:** les combinaisons des charges horizontales transversales (les moments)

	Combinaison des moments	Résultat
ELU	$1,5 M_{\max}$	5830.5 daN.m
ELS	$M_{\max}$	3887 daN.m

- **Longitudinale :**

$$N=R2_{\max} = 3372 \text{ daN.m}$$

#### IV.14.2. Vérification de la flexion bi-axiale:

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left(\frac{My.sd(v)}{Myel.rd}\right)^{\alpha} + \left(\frac{Mz.sd(t)}{Mzel.rd}\right)^{\beta} \leq 1$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- sections en **I** et **H** :

$$\alpha=2 \quad \text{et} \quad \beta=5n \geq 1 \quad \text{et} \quad n=N/N_{pl}$$

❖ **Détermination de la classe de profilé :**

$$\text{Ame} : \frac{d}{tw} = \frac{363}{11.5} = 31.56 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc l'âme est de classe 1

$$\text{Semelle} : \frac{c}{tw} = \frac{(b-tw-2r)}{2tf} = \frac{234.5}{42} = 5.58 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

➡ Le profilé est de classe 1

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$M_{y,sd}$  : moment fléchissant maximal vertical

$$M_{y,sd} = 44823.72 \text{ daN.m}$$

$M_{z,sd}$  : moment fléchissant maximal transversal

$$M_{z,sd} = 5830.5 \text{ daN.m}$$

$$\bullet M_{ely.rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2896 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 72400 \text{ daN.m}$$

$$\bullet M_{elz.rd} = \frac{W_{elz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{631 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 15775 \text{ daN.m}$$

$$\left( \frac{44823.72}{72400} \right)^2 + \left( \frac{8530.5}{15775} \right)^1 = 0.92 \leq 1$$

 **Vérifiée**

#### IV.14.3. Vérification de l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd} \dots\dots\dots (EC.3 p158)$$

- $V_{sd,1}$  : l'effort tranchant vertical  $V_{sd,1} = 24430.14 \text{ daN}$
- $V_{sd,2}$  : l'effort tranchant transversal  $V_{sd,2} = 3887 \text{ daN}$

$$\bullet V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \Rightarrow \bullet A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$\bullet A_v = 65.78 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 94949 \text{ daN}$$

La condition :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd}$$

$$24430.14 \text{ daN} \leq 94949 \text{ daN}$$

 **Vérifiée**

#### IV.14.4. Vérification de moment fléchissant et de l'effort axial :

$$\left( \frac{M_{sd}}{M_{el.rd}} \right) + \left( \frac{N_{sd}}{N_{el.rd}} \right) \leq 1$$

• L'axe (y-y')	• L'axe (z-z')
$M_{y,sd} = 44823.72 \text{ daN.m}$	$M_{z,sd} = 5830.5 \text{ daN.m}$
$M_{el,rdy} = 72400 \text{ daN.m}$	$M_{el,rdz} = 15775 \text{ daN.m}$
$N_{sd} = 3372 \text{ daN}$	$N_{sd} = 3372 \text{ daN}$

$$N_{el,rdy} = \frac{Afy}{\gamma M_0} = 445069 \text{ daN}$$

$$\left(\frac{44829.72}{72400}\right) + \left(\frac{3372}{445069}\right) = 0.62 \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

$$\left(\frac{5830.5}{15775}\right) + \left(\frac{3372}{445069}\right) = 0.37 \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

#### IV.14.5. Vérification au moment fléchissant (diversement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : (EC3 ; Formule 5.48 page 176)

$$M_{sd,MAX} \leq M_{b,rd}$$

- $M_{y,sd} = 44823.72 \text{ daN.m}$

- $M_{B,rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$  Avec : **HEA450**  $\Rightarrow$  classe 1  $\Rightarrow \gamma_{m1} = 1.1$

- **Moment critique  $M_{cr}$  :**

$$M_{cr} = \frac{C1 \times \pi^2 \times E \times I_z}{(k \times l)^2} \times \sqrt{\left[\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 + \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C2 \times Z_g)^2\right]} - (C2 \times Z_g)$$

- $C1 = 1.132$  et  $C2 = 0$  (cas de charge transversale)
- $k = k_w = 1$  (appuis simple)
- $G = 87077 \text{ daN/mm}$
- $Z_g = 0 \text{ mm}$  (centre de cisaillement)
- $l = 6000 \text{ mm}$

$$M_{cr} = 410495117.60 \text{ DaN/m}$$

- **L'elancement  $\lambda_{lt}$  :**

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{lt} = 0.46$$

- **Coefficient de reduction :**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} \quad \text{ou : } \varphi_{lt} = 0.5 (1 + 0.21(\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2)$$

$$\phi_{lt}=0.63$$

$$\text{Et : } \chi_{lt}=0.94$$

$$\text{D'où ; } M_{B.rd} = 754350 \text{ daN/m}$$

$$M_{sdmax} = 44823.72 \text{ daN.m} \leq M_{B.rd} = 754350 \text{ daN/m}$$

➔ *Vérifiée*

#### IV.14.6. Vérification de la résistance à l'écrasement :

$$R_{sd} < R_{y,Rd}$$

Avec :

$$R_{sd} = R_{max} = 16860 \text{ daN}$$

$$R_{y.sd} = S_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{M1}$$

$$S_y = k_R \times \left[ \frac{I_f + IR}{T_w} \right]^{\frac{1}{3}} \times [1 - (\gamma_{m0} \times \delta_{fed} \setminus f_y)^2]^{0.5}$$

$$\bullet I_f = \frac{b \times t^3}{12} = \frac{300 \times 21^3}{12} = 231525 \text{ cm}^4 = 2.31 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$\bullet \delta_{fed} = \frac{M_{max}}{W_{ely}} = \frac{44823.72}{2896 \times 10^{-6}} = 15477803.86 \text{ daN/m}^2$$

$$\bullet k_R = 3.25 \text{ (cas rail monté direct sur semelle)}$$

$$S_y = 0.13 \text{ m}$$

$$R_y = 37375 \text{ daN}$$

$$16860 \text{ daN} < 37375 \text{ daN}$$

➔ *Vérifiée*

#### IV.14.7. Vérification de la résistance à l'enfoncement local (poinçonnement) :

La condition est :

$$\bullet F_{sd} \leq R_{a,Rd}$$

- $M_{sd} \leq M_{c.Rd}$
- $\frac{F_{sd}}{F_{aRd}} + \frac{M_{sd}}{M_{cRd}} \leq 1.5$

$$1- F_{sd} \leq R_{a.Rd}$$

$$F_{sd} = R_{max} = 16860 \text{ daN}$$

$$R_{a.Rd} = \frac{0.5(tw)^2 \times (E.fyw)^{0.5} \times \left[ \left( \frac{t_f}{tw} \right)^{0.5} + 3 \left( \frac{tw}{t_f} \right) \times \left( \frac{S_s}{d} \right) \right]}{\gamma_{m1}}$$

$$R_{a.Rd} = 76741.845 \text{ daN}$$

$$F_{sd} \leq R_{a.Rd}$$

$$16860 \text{ daN} \leq 76741.845 \text{ daN}$$

➔ Vérifiée

$$2- M_{sd} \leq M_{c.rd}$$

$$M_{sd} = 29083.5 \text{ daN}$$

$$M_{c.rd} = M_{elrdy} = 72400 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{c.rd}$$

$$29083.5 \text{ daN} \leq 72400 \text{ daN}$$

➔ Vérifiée

- $\frac{F_{sd}}{F_{aRd}} + \frac{M_{sd}}{M_{cRd}} \leq 1.5$

$$\frac{16860}{76741.845} + \frac{29083.5}{72400} = 0.62 \leq 1.5$$

➔ Vérifiée

#### IV.14.8. Vérification de la résistance au voilement de l'âme :

$$\frac{d}{tw} \leq k \left( \frac{E}{f_y} \right) \times \left( \frac{A_w}{A_{fc}} \right)^{0.5}$$

$K_t = 0.3 \longrightarrow$  classe 1

$A_w = d \times t_w = 4439 \text{ mm}^2$

$A_{fc} = b \times t_f = 6300 \text{ mm}^2$

**33.56 daN  $\leq$  161.41 daN**

 *Vérifiée*

#### **IV.15. Conclusion :**

Les chemins de roulement sont sollicités par des charges fortes, généralement concentriques et mobiles. Le profile **HEA450** résiste aux différentes charges roulantes verticales, il nécessite un renforcement pour supporter les charges horizontales, donc on l'adopte comme poutre de roulement.



**ETUDE DES  
PLANCHERS  
MIXTE**

## ETUDE DE PLANCHER

### V-1- Introduction:

Une structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale. Bien que ceux-ci soient de natures différentes, ils se complètent fort opportunément :

Le béton est tout indiqué pour résister à la compression tandis que l'acier est mieux adapté pour transmettre les efforts de traction.

L'élançement des éléments en acier les rend sensibles au flambement par flexion, et au voilement local tandis que la présence du béton permet de limiter l'apparition de ces formes d'instabilité.

Grace à sa ductilité, l'acier confère à la construction mixte une très bonne capacité de déformation plastique

Une dalle mixte comporte une tôle mince profilée en acier conçue pour développer une collaboration efficace avec le béton du plancher quelle va recevoir. Les tôles assurent diverses fonctions :

- Elles offrent une surface de travail lors de la construction.
- Elles servent de coffrage lors du bétonnage du plancher.
- Elles jouent le rôle d'armature inférieure pour le béton de la dalle

**N.B :** dans notre ouvrage on a trois niveau de plancher le premier est à 6 m de hauteur et le deuxième est à 10 m de hauteur et le troisième est à 14 m. les trois planchers sont chargé de la même charge d'exploitation (charge d'exploitation  $Q= 250\text{daN/m}^2$ ) ; donc on choisit une des plancher pour la vérification et on généralise pour les autres.

### V-2- Disposition des solives :

Pour tout le plancher de notre ouvrage, les solives sont disposées dans chaque trame comme suit :

- La distance entre les solives est  $d = 1.5 \text{ m}$ .
- La longueur de la solive est 6m.

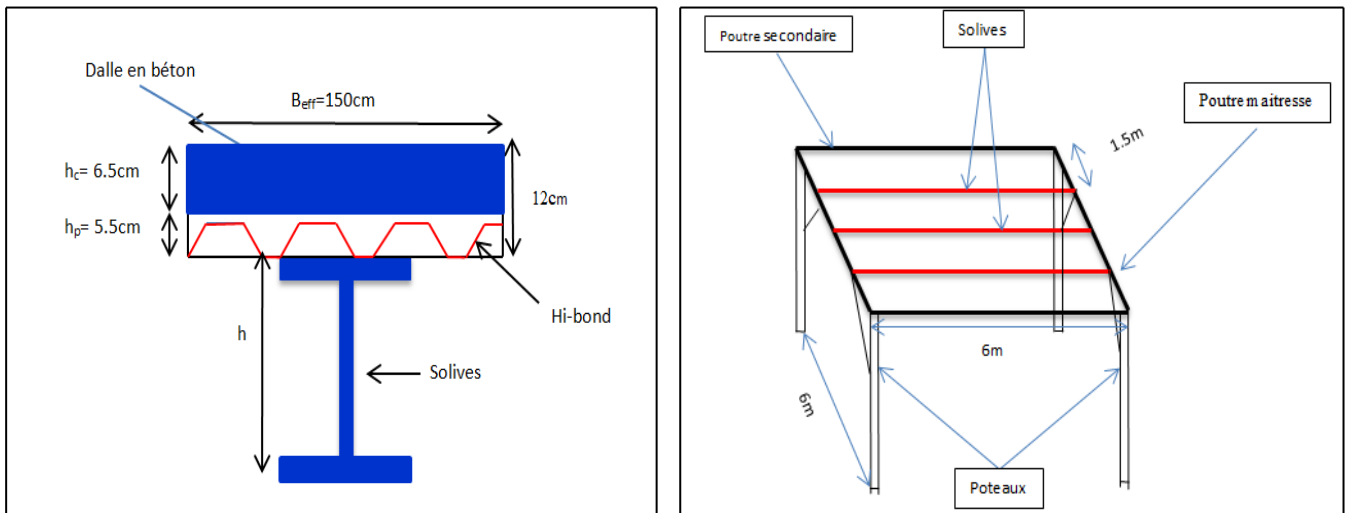


Figure V.1 : éléments constructifs du plancher

**V-3-Méthode de calcul :**

- Phase de construction :  
Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :
  - Poids propre du profilé
  - Poids propre du béton
  - Surcharge de construction (ouvrier)
  
- Phase finale :  
Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

**V-3-1- Phase de construction :**

On va estimer un profilé IPE200 comme solives.

Les caractéristiques sont :

Tableau V.1 : Caractéristiques et dimensions de l'IPE 220

h (mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
220	110	5.9	9.2	12	177.6	26.2
A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
33.4	2772	9.11	285	205	2.48	58.1

**a)Evaluation des charges :**

- Les charges permanentes G :

Poids de la dalle en béton (e=12cm) :  $G1 = \rho \cdot e \cdot d=2200 \times 0,12 \times 1,5$  **G1= 396 daN/m**

Poids de la tôle HI-BOND (55.750C) (e=1.5M)  $G2=12,8 \times 1,5$  **G2= 19.2 daN/m**

Poids de solive IPE220

 $P_{IPE} = 26.2 \text{ daN/m}$ 

Treillis soudé de maille 150x150mm (P=3kg) G3=3x1.5

 $P_{TS} = 4.5 \text{ daN/m}$ 

$$G = G_1 + G_2 + P_{IPE} + P_{TS} = 396 + 19.2 + 26.2 + 4.5 = 445.9 \text{ daN/m}$$

- **Surcharges d'entretien : P**

deux charges concentrées de 100 kg ↓ chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée

$$M_{\max} = P \cdot l/3 = pl^2/8$$

$$p = 8 \times 100 / 3 \times 6 = 44.44 \text{ kg/ml} \downarrow$$

**b) combinaisons des charges les plus défavorables :**

**ELU :**

- 1.35 G + 1.5 Q

**ELS :**

- G+Q

**Tableau V.2** : Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	ZZ'
ELU (Qu)	•668.62daN/m↓
ELS (Qs)	•490.34 daN/m↓

**c) condition de la flèche : (ELS)**

Condition de la flèche à l'ELS :  $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$ 

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{adm}} = \frac{l}{300}$$

$$\delta_z = \frac{5 \times 490.34 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 2772 \times 10^{-8}} = 0.014 \text{ m} \leq \delta_{\text{adm}} = 0.020 \text{ m}$$

 **Vérifiée**

**Donc le profile qui correspond est IPE220**

**d) Vérification de la résistance : (ELU)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$M_{sd}$  : Moments fléchissant

$M_{plRd}$  : Moments réduit

**❖ Détermination de la classe de profilé :**

$$Ame : \frac{d}{tw} = \frac{177.6}{5.9} = 30.10 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc l'âme est de classe 1

$$Semelle : \frac{c}{tw} = \frac{(b-(tw-2r))}{2tf} = \frac{128.1}{18.4} = 6.96 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

—————> Le profilé est de classe 1

—————>  $\gamma_{m0} = 1.1$

**❖ Moments réduit :**

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 7135 \text{ daN.m}$$

**❖ Moments fléchissant :**

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{668.62 \times 6^2}{8} = 3008.79 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3008.79 \text{ daN.m} \leq M_{plRd} = 7135 \text{ daN.m}$$

—————> **Vérifiée**

**e) Vérification de cisaillement (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd} \dots\dots\dots (EC.3 p158)$$

- $$V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_m 0\sqrt{3}} \Rightarrow \bullet A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$\bullet A_v = 15.91 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 22964.10 \text{ daN}$$

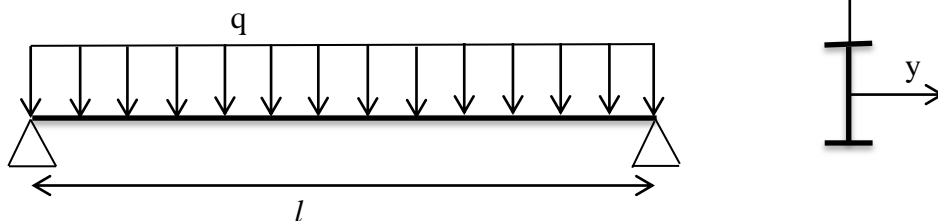
- $$V_{sdmax} = \frac{Q_{uz} \times l}{2} = \frac{668.62 \times 6}{2} = 2005.86 \text{ daN}$$

$$V_{sdmax} = 2005.86 \text{ daN} \leq V_{pl.rd} = 22964.10 \text{ daN}$$

**➔ Vérifiée**

**V-3-2- Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :



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

**a) Evaluation des charges :**

- Les charges permanentes G :**

- Poids de la dalle en béton (e=12cm) :  $G_1 = \rho \cdot e \cdot d = 2200 \times 0,12 \times 1,5$  **G1= 396 daN/m**
- Poids de la tôle HI-BOND (55.750C) (e=1.5m)  $G_2 = 12.8 \times 1.5$  **G2= 19.2 daN/m**
- Poids de solive IPE220 **P1=26.2daN/m**
- Treillis soudé de maille 150x150mm (P=3kg/m<sup>2</sup>)  $G_3 = 3 \times 1.5$  **P2 = 4.5 daN/m**
- Cloison BA13 14kg/m<sup>2</sup>x4m (hauteur étage) =56 daN/m **P3= 56 daN/m**

•Faux plafond «Placoplatre » :  $d=1.5\text{m}$   $G= 18\text{daN/m}^2$ .  $P_4= 27 \text{ daN/m}$

•Poids de revêtement de carrelage ( $e=25\text{mm}$ ) +Sable +mortier \*1.5  $P_5 = 180 \text{ daN/m}$

$$G= G_1+ G_2+P_1+P_2+ P_3+ P_5+ P_5$$

$$G= 396+19.2+4.5+56+27+180+26.2=708.9\text{daN/m}$$

• **Surcharge d'exploitation :**

Surcharge de construction (usage bureaux) (DTR B.C. 2.2 )  $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

$$Q=250 \times 1.5= 375\text{daN/m}$$

**b) combinaisons des charges les plus défavorables :**

**ELU :**

•  $1.35 G + 1.5 Q$

**ELS :**

•  $G+Q$

**Tableau V.3:** Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	ZZ'
ELU (Qu)	• 1519.51daN/m↓
ELS (Qs)	•1083.9 daN/m↓

**c) Calcul de la largeur efficace du béton :**

La largeur collaborant du béton ; qui participe à l'inertie globale de la section mixte notée par  $b_{\text{eff}}$  est donnée selon EC4.4.2.2.1, par :

$$b_{\text{eff}} = \min \left( 2 \frac{l_0}{8} ; b \right) \quad l_0 = 6 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \min (1.5\text{m} ; 1.5\text{m}) \quad b = 1 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}}=1.5\text{m}$$

**d) La position de l'axe neutre :**

Elle est donnée par la relation :

$$d = \frac{b_{eff} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \times h} \quad \text{avec : } \begin{cases} s = A + \frac{B}{n} \\ B = b \times t \end{cases}$$

$$n = \text{Le coefficient d'équivalence acier/béton : } n = \frac{Ea}{Eb} = \frac{210000}{14000} = 15$$

$$b = 150 \times 12 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$S = 153.4 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{150 \times 12}{15} \times \frac{12+20}{2 \times 148.5} = 13.29 \text{ cm}$$

$$d = 13.29 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre de la section mixte se trouve au niveau de la tole HI-BOND

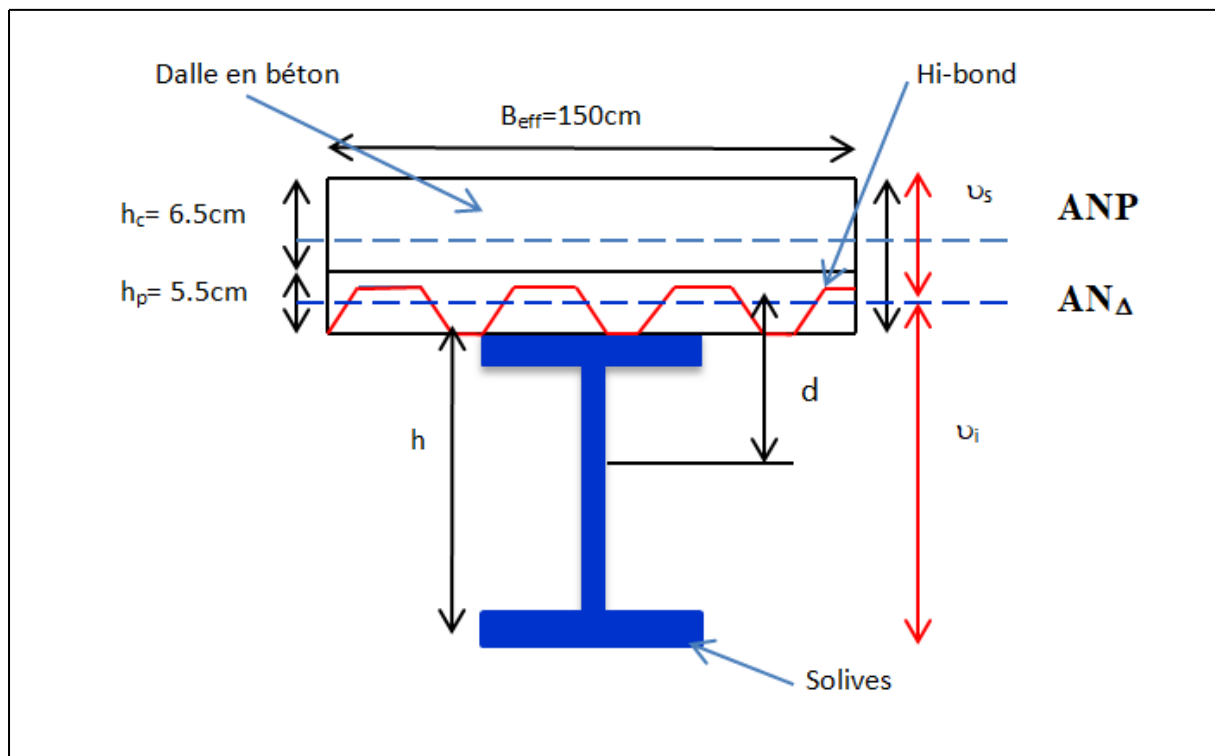


Figure V.3 : Position des axes neutres



## e) L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :

$$I_{\Delta} = I_A + A \times d^2 + \frac{IB}{n} + \frac{B_{eff}}{n} \left( \frac{t+h}{n} + d \right)^2$$

$$I_{\Delta} = 10248.88 \text{ cm}^4$$

## f) condition de la flèche : (ELS)

Condition de la flèche à l'ELS :  $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{adm}} = \frac{l}{300}$$

$$\delta_z = \frac{5 \times 1083.9 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 10248.88 \times 10^{-8}} = 0.0084 \text{ m} \leq \delta_{\text{adm}} = 0.020 \text{ m}$$

➔ Vérifiée

## g) Vérification de cisaillement (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$T = \frac{V_{SD,MAX}}{T_w \times h} \leq \tau_e = 0.58 f_y$$

$$\bullet \quad V_{sd\max} = \frac{Q_{uz} \times l}{2} = \frac{1519.51 \times 6}{2} = 4558.53 \text{ daN}$$

$$T = 35511.96 \text{ daN/m}^2 \leq \tau_e = 1595 \times 10^4 \text{ daN/m}^2$$

➔ Vérifiée

## f) Position de l'axe neutre plastique :

$Z_{\text{anp}}$  : position de l'axe neutre plastique à partir de la fibre supérieure du béton.

L'axe neutre plastique c'est un axe qui divise la section des deux aires égal

- calcul de la résistance de profilé à la traction  $F_A$  :

$$F_A = A \times \frac{f_y}{\delta_{M1}} = 83500 \text{ daN}$$

- Calcul de la résistance de la partie en béton à la compression  $F_c$  :

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c \left( 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_c} \right) = 1105 \text{ daN}$$

$F_{c28} = 20 \text{ N/mm}^2$  : est la résistance de béton de type (C20/25) à la compression.

$h_c = 6.5 \text{ mm}$  : est l'épaisseur de béton au-dessus des nervures du coffrage HI-BOND

$\gamma_{mc} = 1.5$  ..... EC04 (P2-15).

$F_c > F_a \longrightarrow$  ANP passe par la dalle de compression.

### g) Position de ANP par rapport à la face supérieure de la dalle de compression :

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\delta_b}} = 0.049 \text{ m}$$

$$z = 4.9 \text{ cm}$$

### h) Calcul des contraintes due au flexion simple :

#### ❖ Contraintes dans la poutre en acier :

- Semelle inférieure : (traction)

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{\text{max}}}{I_{\Delta}} \times v_i$$

$$v_i = \frac{h}{2} + d = 24.29 \text{ cm}$$

$$M_{\text{MAX}} = \frac{Qu \times l^2}{8} = 6837.79 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_{ai} = -162.05665 \times 10^5 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{ai} = -162.056 \text{ MPa}$$

- Semelle supérieure : (traction)

$$\sigma_{as} = \frac{M_{\text{max}}}{I_{\Delta}} \times (v_s - t)$$

$$v_s = \frac{h}{2} + t - d = 9.71 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = -15.27829 \times 10^5 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{as} = -15.27 \text{ MPa}$$

## ❖ Contraintes dans la dalle de béton :

- Fibre inférieure : (compression)

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \times I_{\Delta}} \times U_s$$

$$\sigma_{bi} = -10.1855 \times 10^5 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{bqi} = -10.18 \text{ MPa}$$

- fibre supérieure : (compression)

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \times I_{\Delta}} \times U_s$$

$$\sigma_{bs} = 4.31884 \times 10^5 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{bs} = 4.31 \text{ MPa}$$

## i) Contraintes additionnelles dues au retrait :

Après coulage de la dalle, le béton en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement  $\varepsilon$ ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

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

$$\bullet \quad K = \frac{Ac \times Ea \times \varepsilon \times \beta \times Aa}{(n \times Ia \times Aa) + (Ac \times Ia) + (Ac \times Aa \times \beta^2)}$$

Avec :

$\beta$  : Distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton.

$$\bullet \quad \beta = \frac{h+t}{2} = \frac{22+12}{2} = 17 \text{ cm} \rightarrow \beta = 0.17 \text{ m}$$

$\alpha$  : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène.

$$\bullet \quad \alpha = \frac{I_{ya}}{Aa \times \beta} = \frac{2772}{33.4 \times 17} = 4.88 \text{ cm} \rightarrow \alpha = 0.0488 \text{ m}$$

- $A_C = 1.5 \times 0.12 = 0.18 \text{ m}^2$
- $E_a \times \varepsilon = 21 \times 10^9 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \times 10^5 \text{ daN/m}^2$

$$K = 1811.2101 \times 10^4 \text{ daN/m}^3$$

- calcul de  $Z_1$  (distance entre l'interface et l'AN de la section homogène) :

$$Z_1 = \frac{ha}{2} + \alpha = 11 + 4.88 = 15.88 \text{ cm.} \quad Z_1 = 0.1588 \text{ m}$$

- calcul de  $Z_2$  (distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène) :

$$Z_2 = Z_1 + hc + hp = 15.88 + 6.5 + 5.5 = 27.88 \text{ cm.} \quad Z_2 = 0.2788 \text{ m}$$

Alors les valeurs de contrainte sont :

❖ **Contraintes dans la poutre en acier :**

-Semelle supérieur :

$$\sigma_{as} = K \times Z_1 = 1811.2101 \times 10^4 \times 0.1588 = 2876201.6 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{as} = 28.76 \text{ MPa}^{++}$$

-Semelle inférieur :

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Z_2) = 1811.2101 \times 10^4 \times (22 - 27.88) = -106499153.88 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{ai} = -1064.99 \text{ MPa}$$

❖ **Contraintes dans la dalle de béton :**

-Fibre inférieur :

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K Z_1) = 88253.22 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{bi} = 0.88253 \text{ MPa}$$

-Fibre supérieur :

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K Z_2) = -56643.58 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{bs} = -0.56643 \text{ MPa}$$

**h) Calcul des contraintes finales :****❖ Contraintes dans la poutre en acier :**

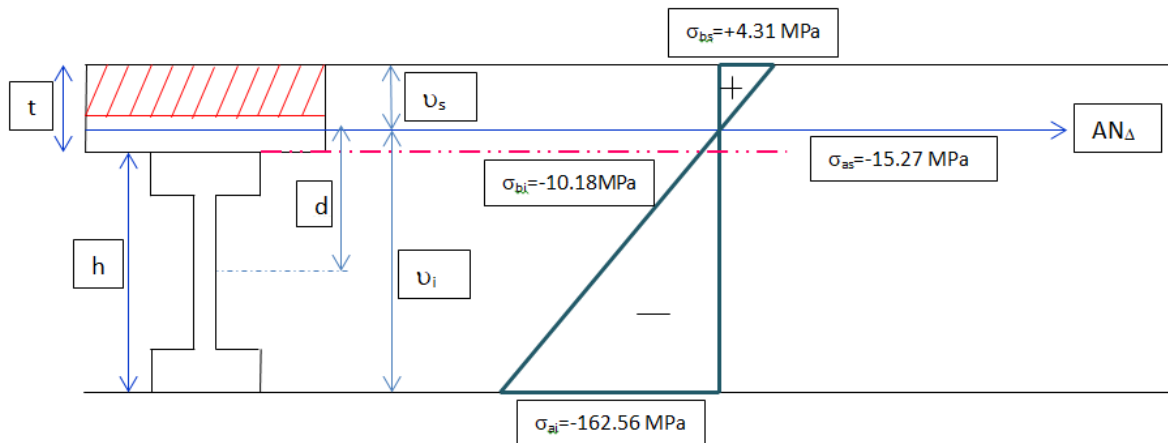
$$\sigma_{as} = -15.27 + 28.76 = -133.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = -162.056 + -1064.99 = -1227.046 \text{ MPa}$$

**❖ Contraintes dans la dalle en béton :**

$$\sigma_{as} = 4.31 + -0.5664 = 3.7436 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = -10.18 + 0.8853 = -9.294 \text{ MPa}$$

**Figure V.4 :** Contrainte normale due à la flexion, en MPa

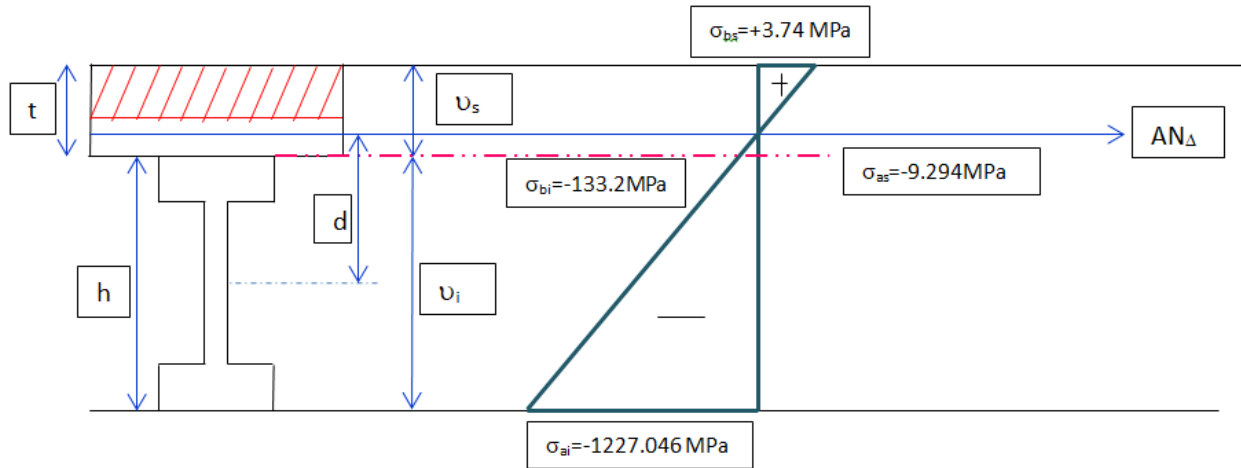


Figure V.5: contraintes normales totales, MPa

#### V-4- calcul de la poutre maîtresse :

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

##### V-4-1- Caractéristiques du plancher :

- ✓ Portée du sommier :  $L = 6 \text{ m}$
- ✓ Entre axe des sommiers :  $e = 6 \text{ m}$
- ✓ Entre axe des solives :  $e = 1.5 \text{ m}$
- ✓ Charges permanentes du plancher :  $G_p = 431.8 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Surcharges d'exploitation :  $Q = 250 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Poids de la solive :  $G_{\text{solive}} = 26.2 \text{ daN/m}$
- ✓ Nombre de solives sur le sommier  $N = 5$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 26.2 \times 6 = 157.2 \text{ daN}$$

$$Q_s = (G_p + Q) \cdot e_{\text{sommier}} + N \times \frac{P_{\text{solive}}}{e_{\text{solive}}} = (431.8 + 250) \times 6 + 5 \left( \frac{157.2}{1.5} \right) = 4614.8 \text{ daN/m}$$

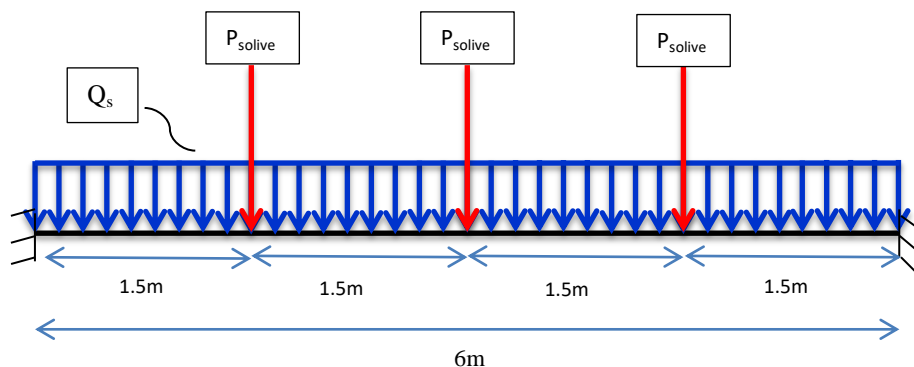


Figure V.6: Schéma statique de la poutre maîtresse sous chargement

On va estimer un profilé IPE400 comme poutre maitresse.

Les caractéristiques sont :

**Tableau V.4:** Caractéristiques et dimensions de l'IPE 400

h (mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	D (mm)	P (daN/m)
400	180	8.6	13.5	21	331	66.3
A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl.y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl.z</sub> (cm <sup>3</sup> )
84.5	23128	16.5	1307	1318	3.95	229

#### V-4-2- combinaisons des charges les plus défavorables :

- |                  |              |
|------------------|--------------|
| <b>ELU :</b>     | <b>ELS :</b> |
| • 1.35 G + 1.5 Q | • G+Q        |

**Tableau V.5:** Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	ZZ'
<b>ELU</b> <b>(Qu)</b>	•1526.4daN/m↓
<b>ELS</b> <b>(Qs)</b>	•4681.1daN/m↓

#### V-4-3-Dimensionnement de la poutre maitresse :

Condition de la flèche à l'ELS :  $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{adm}} = \frac{l}{300}$$

Donc :

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 0.016\text{m} \leq \delta_{\text{adm}} = \frac{l}{300} = 0.020\text{m}$$

 **Vérifiée**

**Donc le profile qui correspond est IPE400**

**V-4-4-Vérification de la résistance : (ELU)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$M_{sd}$  : Moments fléchissant

$M_{plRd}$  : Moments réduit

❖ **Détermination de la classe de profilé :**

$$Ame : \frac{d}{tw} = \frac{331}{8.6} = 38.48 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc l'âme est de classe 1

$$Semelle : \frac{c}{tw} = \frac{(b-(tw-2r))}{2tf} = \frac{129.4}{27} = 4.79 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

➡ Le profilé est de classe 1

➡  $\gamma_{m0} = 1.1$

❖ **Moments réduit :**

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 27925 \text{ daN.m}$$

❖ **Moments fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{Qu \times l^2}{12} = \frac{1526.4 \times 6^2}{12} = 4579.2 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 4579.2 \text{ daN.m} \leq M_{plRd} = 27925 \text{ daN.m}$$

➡ **Vérifiée**

**V-4-5-Vérification de cisaillement (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl,rd} \quad (\text{EC.3 p158})$$

$$V_{sdmax} \leq 0.5 V_{pl,rd}$$



$$\bullet \quad V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_m 0.85} \quad \Rightarrow \bullet A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$\bullet A_v = 15.91 \text{ cm}^2$$

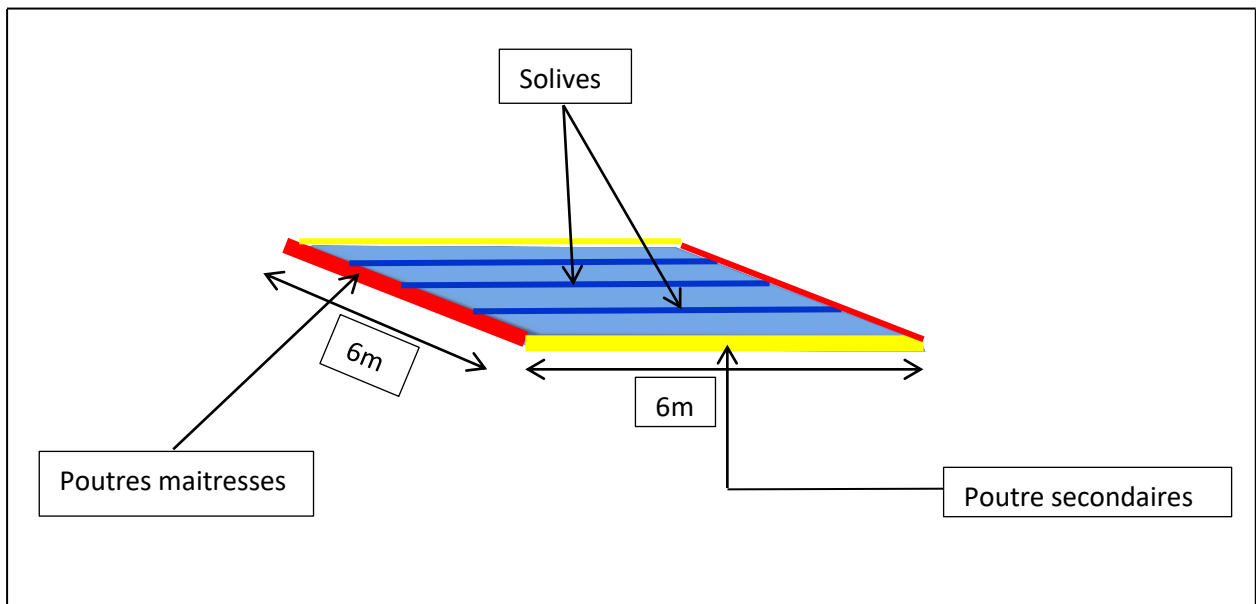
$$V_{pl.rd} = 22964.10 \text{ daN}$$

$$\bullet \quad V_{sdmax} = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{1526.4 \times 6}{2} = 4579.2 \text{ daN}$$

$$V_{sdmax} = 4579.2 \text{ daN} \leq V_{pl.rd} = 22964.10 \text{ daN}$$

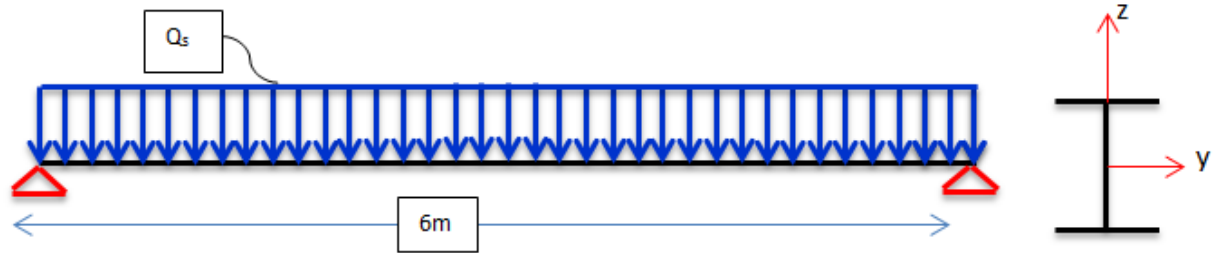
$$V_{sdmax} = 4579.2 \text{ daN} \leq 0.5 V_{pl.rd} = 11482.05 \text{ daN}$$

➔ **Vérifiée**



**Figure V.7:** schéma des poutres maitresses et secondaires

**V-5- calcul de la poutre secondaire :**



**Figure V.8:** Schéma statique de la poutre secondaire sous chargement

**V-5-1- Caractéristiques du plancher :**

- ✓ Entre axe des solives :  $e=1.5m$
- ✓ Charges permanentes du plancher :  $G_p = 431.8 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Surcharges d'exploitation :  $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

On va estimer un profilé IPE270 comme poutre secondaires.

Les caractéristiques sont :

**Tableau V.6 :** Caractéristiques et dimensions de l'IPE 270

h (mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	D (mm)	P (daN/m)
270	135	6.6	10.2	15	219.6	36.1
A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
45.9	5790	11.2	484	420	3.02	97

$$Q_s = (G_p + Q) \cdot e_{solive} = (431.8 + 250) \times 1.5 = 1022.7 \text{ daN/m}$$

**V-5-2- combinaisons des charges les plus défavorables :**

- |                  |              |
|------------------|--------------|
| <b>ELU :</b>     | <b>ELS :</b> |
| • 1.35 G + 1.5 Q | • G+Q        |

**Tableau V.7:** Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	ZZ'
<b>ELU</b> <b>(Qu)</b>	•1485.63daN/m↓
<b>ELS</b> <b>(Qs)</b>	•1058.8daN/m↓

**V-5-3-Dimensionnement de la poutre secondaire :**

Condition de la flèche à l'ELS :  $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{adm}} = \frac{l}{300}$$

Donc :

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 0.014 \text{ m} \leq \delta_{\text{adm}} = \frac{l}{300} = 0.020 \text{ m}$$

 **Vérifiée**

**Donc le profile qui correspond est IPE270**

**V-5-4-Vérification de la résistance : (ELU)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plRd}}$$

$M_{\text{sd}}$  : Moments fléchissant

$M_{\text{plRd}}$  : Moments réduit

❖ **Détermination de la classe de profilé :**

$$A_{\text{me}} : \frac{d}{tw} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc l'âme est de classe 1

$$\text{Semelle} : \frac{c}{tw} = \frac{(b - (tw - 2r))}{2tf} = \frac{98.4}{20.4} = 4.82 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

 Le profilé est de classe 1

  $\gamma_{m0} = 1.1$

❖ **Moments réduit :**

$$M_{\text{pl,rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 10340 \text{ daN.m}$$

## ❖ Moments fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{Qu \times l^2}{12} = \frac{1485.63 \times 6^2}{12} = 4456.89 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 4456.89 \text{ daN.m} \leq M_{plRd} = 10340 \text{ daN.m}$$

➡ Vérifiée

## V-5-5-Vérification de cisaillement (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd} \quad (\text{EC.3 p158})$$

$$\bullet \quad V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_m 0.85} \quad \Rightarrow \bullet A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$\bullet A_v = 22.14 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 31884.16 \text{ daN}$$

$$\bullet \quad V_{sdmax} = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{1485.63 \times 6}{2} = 4456.89 \text{ daN}$$

$$V_{sdmax} = 4456.89 \text{ daN} \leq V_{pl.rd} = 31884.16 \text{ daN}$$

➡ Vérifiée

### V-3- Les goudjons :

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

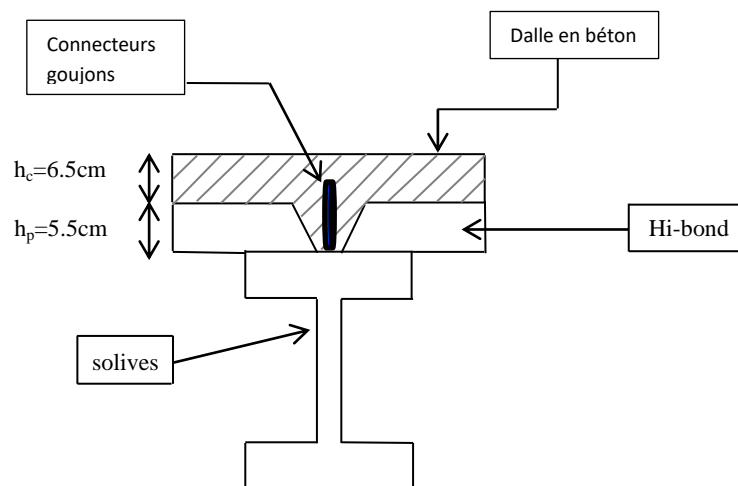
Ce Sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle du béton et la solive.

#### ✓ Avantage des goudjons connecteurs :

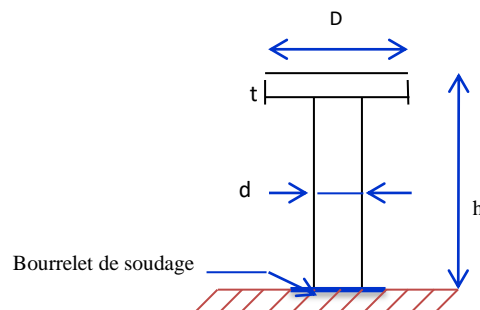
L'avantage des goudjons est de combiner une rigidité relativement élevée avec une grande capacité de déformation. En effet, par rapport à des cales, les goudjons à tête peuvent être disposés avec un espacement suffisant qui facilite grandement leur utilisation.

#### ✓ Inconvénient des goudjons 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.



**Figure V.9 :** Schéma de position des connecteurs.



**Figure V.10:** Schéma détaillé d'un goudjon.

- Le Connecteur est formé par :
  - Un goujon cylindrique de diamètre "d"
  - Une tête de hauteur "t" et diamètre "D",
  - Hauteur totale "h".

Les connecteurs choisis sont des goudjons à têtes soudées avec :

(Eurocode4 page162)

$h/d > 4 \Rightarrow h > 4 \times d$  On a  $d = 19 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$  On prend  $h = 80 \text{ mm}$

$h=80 \text{ mm}$

$d=19 \text{ mm}$

### V-3-1 Effort de cisaillement longitudinal :

$$V_I = F_{cf} = \min \left\{ \frac{\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}}{\frac{0.85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_c}} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} \right\} \Rightarrow V_I = F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} 83.5 \times 10^3 \text{ daN} \\ 20.4 \times 10^4 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$V_I = F_{cf} = 83.5 \times 10^3 \text{ daN}$$

$F_{ck} = 20 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$  : La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$A_a = 33.4 \text{ cm}^2$  : L'aire de l'élément structural en acier,

$A_c = b_{\text{eff}} \times t = 1.5 \times 0.12 = 0.18 \text{ m}^2$  : L'aire de la section efficace de béton.

$A_{se} = 0$  : Aire de toute armature longitudinale comprimée .

$\gamma_a = 1.1$ : Coefficient de sécurité pour l'acier (tableau 2.3 page 71)

$\gamma_c$ : Coefficient partiel de sécurité de compression béton section mixte transversale, (tableau 2.3 page 71)

$f_{sk}$ : Limite d'élasticité caractéristique à la traction des armatures.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité pour ferrailage. (tableau 2.3 page 71)

### V-3-2 la résistance d'un connecteur $P_{rd}$ :

(Eurocode4 page 168)

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times f_u \times \pi \times d^2 / 4 \times \gamma_v \\ 0.29 \times a \times d^2 \times 1 / \gamma_v \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \end{array} \right.$$

→  $d = 19 \text{ mm}$  : Diamètre du fût du goujon.

→  $f_u=0,43 \text{ kN/mm}^2$ : Résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser 50 daN/m<sup>2</sup>.

→  $f_{ck}=0,20 \text{ kN/mm}^2$  : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.

→  $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 29962 \text{ MPa} = 29962 \times 10^5 \text{ daN/m}^2$  : La valeur moyenne du module sécant du béton.

→  $\gamma_v = 1,25$  coefficient partiel de sécurité à l'ELU.

→  $a=1$  pour  $\frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{80}{19} = 4.21 > 4$

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 7798.75 \text{ daN} \\ 6483.29 \text{ daN} \end{cases} \longrightarrow P_{rd} = 6483.29 \text{ daN}$$

### V-3-3- Nombre de connecteurs

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (section 6.2.E.C.4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur  $P_{Rd}$  section (6.3 ou 6.5 E.C 4) :

$$N \geq \frac{N_{\text{cisaillement}}}{P_{Rd}}$$

$$N \geq \frac{83.5 \times 103}{6483.29} = 13$$

Nombre de connecteurs nécessaire est :

$$N = 13 \text{ goudons /demi solive}$$

$$N = 27 \text{ goudons /solive}$$

### V.6.4 L'espace des connecteurs (6.1.3 EC4) :

$$S = \frac{Lcr}{N} \longrightarrow \begin{array}{|c|} \hline L/2 = 600/2 = 300 \text{ cm} \\ \hline \end{array}$$

$$S = \frac{300}{13} = 23 \text{ cm} \longrightarrow \begin{array}{|c|} \hline N = 13 \text{ goudons} \\ \hline \end{array}$$

 **Donc chaque 23 cm on a un goujon.**

### V.7 .Conclusion :

A travers cette étude nous avons démontrés que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 12 cm posé sur des solives IPE 220, supporte les charges verticales (permanente, exploitation), appliqué au niveau de étage de la structure. La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19 mm, espacées de 23 cm.



# ETUDE DES ESCALIERS

### Etudes des escaliers

#### VI.1. Introduction :

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre dont la longueur s'appelle l'embranchement, largeur des marches s'appellent giron (g) et la hauteur contre marche (h), et il est constitué généralement de :

→ **Palier** : Est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

→ **Volée** : Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

→ **Limon** : Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer à U sur l'âme verticale.

→ **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.

#### VI.2. Dimensionnement de l'escalier :

L'escalier donne l'accès à trois niveaux dont la hauteur inter étage n'est pas la même entre le 1<sup>er</sup> et les 2 dernier étages ; 6m pour le 1<sup>er</sup> étage et 4 pour les restes donc on calcul des cages de hauteur 2m pour tous les étages

- **Choix des dimensions :**

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

La hauteur de l'étage :  $h=600\text{cm}$  (3 volées de 2m)

La longueur de la cage :  $l=630\text{cm}$

La largeur de la cage :  $b=320\text{cm}$

Embranchement : 150cm

Les conditions à satisfaire sont :

H : la hauteur de la marche

G : largeur de la marche (giron)

$$600\text{mm} < 2h + g < 660\text{mm}$$

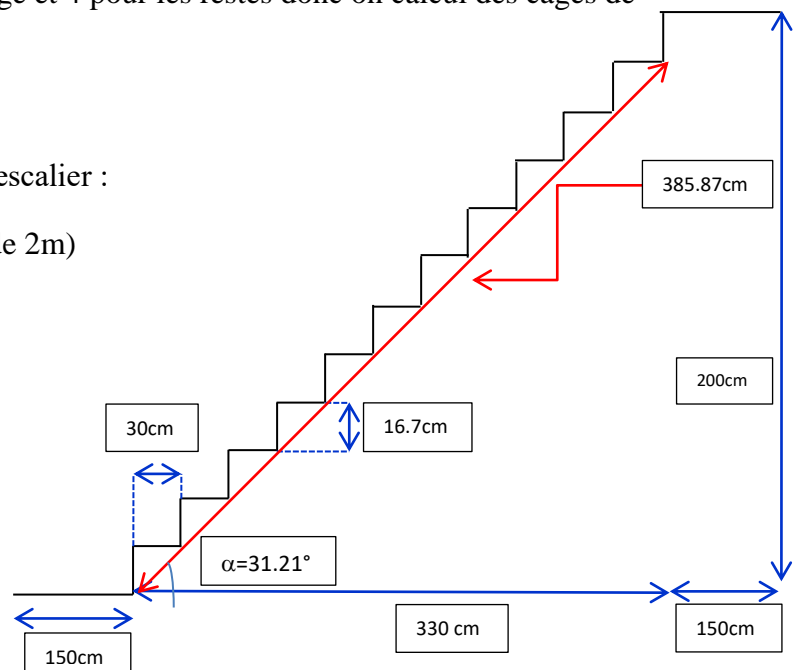


Figure. VI 1 : Présentation de l'escalier.

-Angle d'inclinaison de  $\alpha = \tan^{-1} ( 200/330) = 31.21^\circ$ .

On admet une hauteur de contre marche  $h=18.2\text{cm}$ , alors le calcul de nombre de marche ça sera comme suit :  $\frac{H}{h} = \frac{600}{16.7} = 35.93 \approx 36$  contre marches On a 11 marches et 12 contre marches pour chaque volée ce qui correspond à 200cm

La largeur d'une marche est 30cm. La vérification de la formule de RONDELET.

$$600\text{mm} < 2 \times 167 + 300 < 660\text{mm}$$

$$600\text{mm} < 634\text{mm} < 660\text{mm}$$

➔ Vérifiée

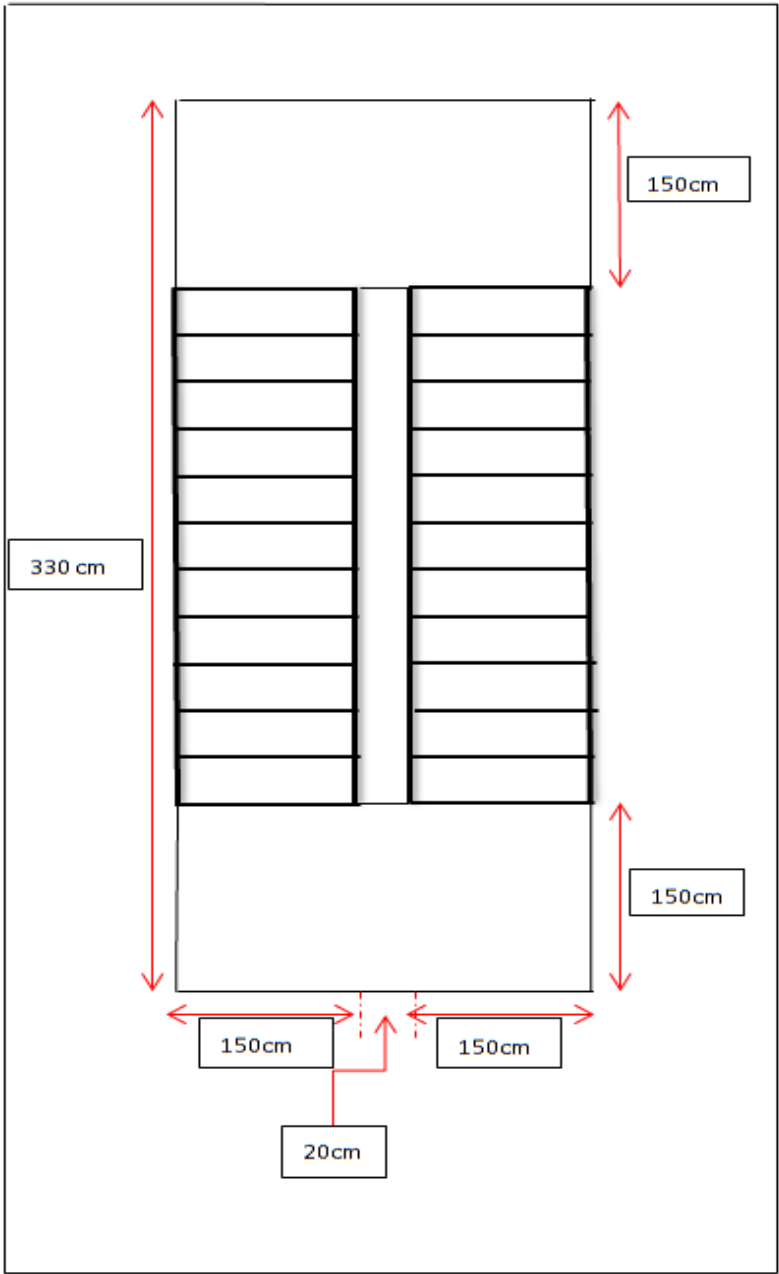


Figure.VI.2 : vue en plan des escaliers.

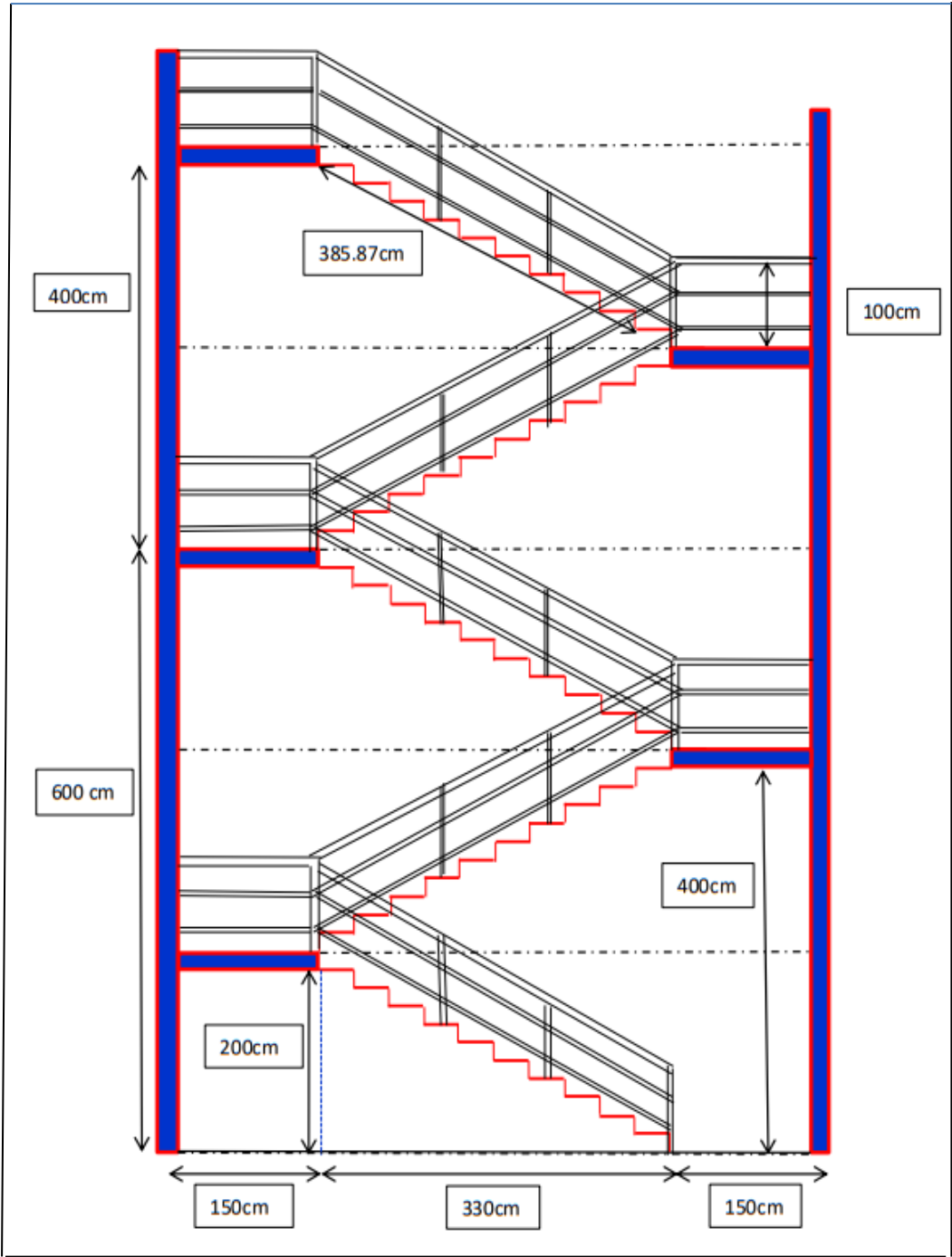


Figure. VI.3 : Vue long pan de l'escalier

**VI.3. Calcul des marches :****VI.3.1. Evaluation des charges :**

- **Charges permanente**

- Tôle striée: ép. = 20/10 mm  $\Rightarrow G1 = 16 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose + Revêtements:  $\Rightarrow G2 = 100 \text{ daN/m}^2$
- Cadre en CAE45\*5 « cornières » (estimé):  $\Rightarrow G3 = 3.06 \text{ daN/m}$
- Remplissage béton  $\Rightarrow G4 = 2200 \text{ daN/m}^3$
- treillis soudé 150\*150  $\Rightarrow G5 = 3 \text{ daN/m}^2$

**Tableau VI -1** : caractéristiques et dimension de CAE 40x5

h(mm)	t(mm)	r (mm)	r <sub>1</sub> (mm)	d (mm)
45	4.5	12.6	3	12.6
A (cm <sup>2</sup> )	P (kg/m)	I <sub>y</sub> =I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el.y</sub> =W <sub>el.z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> =i <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
3.9	3.06	7.15	2.2	1.35

$$G = (16 \times 1.5 \times 0.3) + (3 \times (1.5 + 0.3) \times 2) + (2200 \times 0.045 \times 1.5 \times 0.3) + (100 \times 1.5 \times 0.3) + (3 \times 1.5 \times 0.3)$$

$$G = 107.58 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow G = 107.58 \text{ daN}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 250 \times 0,3 = 75 \text{ daN/ m.}$$

$$Q = 75 \text{ daN/m.}$$

**VI.4. Dimensionnement du limon**

La longueur de limon : L = 3.85 m.

L'espace entre deux limons : d = 1,5 m.

Nombre de marches sur un limon N = 11

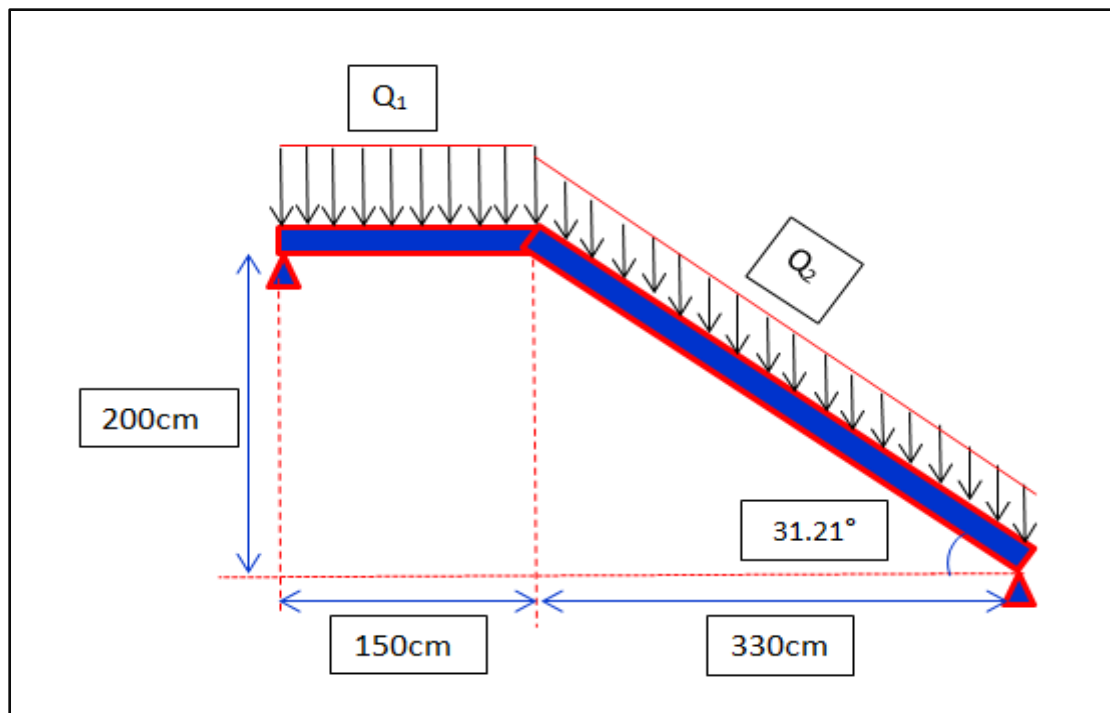


Figure. VI.4: La distribution des charges sur un limon

#### VI.4.1.Evaluation des charges:

##### ➤ Volée :

##### Charges permanentes :

- Poids de limon(UPN) estimé..... $G_1= 26.2\text{daN/m}$ .
- Poids de la marche ..... $G_2= 107.58\text{daN}$
- Garde- corps ..... $G_3=40 \text{ daN/m}$

$$G_t=(107.58 \times 11/3.85)/2+40+48.3=219.8\text{daN/m}$$

##### Charge d'exploitation :

$$P=250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q=P \cdot g=250 \times 1.5=375 \text{ daN/m}$$

Charge totale pour un limon

$$Q=375/2=187.5 \text{ daN/m}$$

**VI.4.2.combinaisons des charges les plus défavorables :**

**ELU :**  
1.35 G + 1.5 Q

**ELS :**  
• G+Q

**Tableau VI -2:** Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	<i>ZZ'</i>
<b>ELU</b> <b>(Qu)</b>	• 577.98daN/m↓
<b>ELS</b> <b>(Qs)</b>	• 407.3daN/m↓

**➤ Palier :****Charges permanentes :**

- Dalle en béton ep=10cm.....G1= 220daN/m<sup>2</sup>.
- Coffrage perdu TN40 10/10mm.....G2= 10daN/m
- Mortier de pose + Revêtements:.....G3 = 100daN/m<sup>2</sup>
- Garde- corps .....G4=40 daN/m
- treillis soudé 150\*150.....G5=3 daN/m<sup>2</sup>

$$G_t=(220 \times 1.5)+(10 \times 1.5)+(100 \times 1.5)+40+(3 \times 1.5)=675 \text{ daN/m}$$

Charge totale pour un limon

$$G=G_T/2 =337.5 \text{ daN/m}$$

**Charge d'exploitation :**

$$P=250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q=P. g=250 \times 1.5=375 \text{ daN/m}$$

Charge totale pour un limon

$$Q=375/2=187.5 \text{ daN/m}$$

**VI.4.3.combinaisons des charges les plus défavorables :**

**ELU :**  
• 1.35 G + 1.5 Q

**ELS :**  
• G+Q

Tableau VI -3: Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	ZZ'
ELU (Qu)	• 736.87daN/m↓
ELS (Qs)	• 525daN/m↓

#### VI.4.4.Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges à ELS par une charge équivalente.

ELS :

$$Q_{S.eq} = \frac{(736.87 \times 1.5) + (577.98 \times 3.85)}{6.85} = 486.20 \text{ daN/m}$$

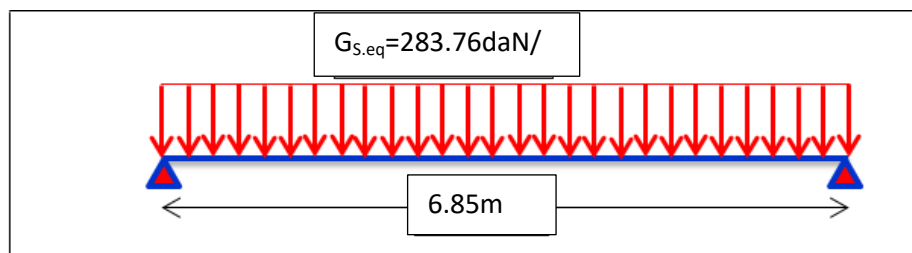


Figure. VI.5: Charges équivalente à l'ELS ( $Q_{S.eq}$ )

ELU :

$$Q_{u.eq} = \frac{(407.3 \times 1.5) + (525 \times 3.85)}{6.85} = 384.26 \text{ daN/m}$$

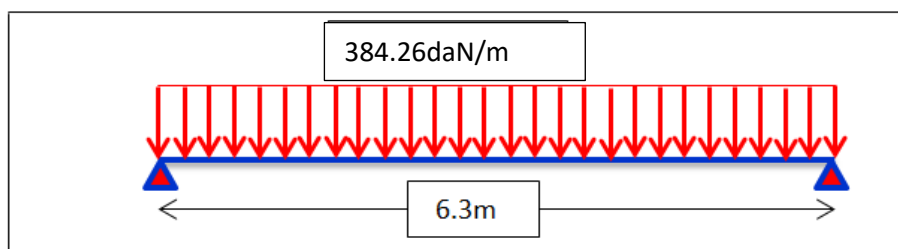


Figure. VI.6: Charge équivalente à l'ELU ( $Q_{S.eq}$ )

On estime un profilé UPN220 pour le limon et on vérifié les conditions en ELU et ELS



Tableau VI -4: caractéristiques et dimension de UPN 220

h (mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
220	80	9	12.5	12.5	170	29.4
A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
37.4	2690	8.5	292	197	2.3	64.1

#### VI.4.5. Condition de la flèche : (ELS)

Condition de la flèche à l'ELS :  $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$\delta_z = \frac{5 \times 283.4 \times 6.85^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 2690 \times 10^{-8}} = 0.014 \leq \delta_{\text{adm}} = 0.0274 \text{ m}$$

➡ Vérifiée

✚ Donc le profile qui correspond est UPN220

#### VI-4-6-Vérification de la résistance : (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plRd}}$$

$M_{\text{sd}}$  : Moments fléchissant

$M_{\text{plRd}}$  : Moments réduit

#### ❖ Détermination de la classe de profilé :

$$\text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{177}{5.9} = 30 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc l'âme est de classe 1

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w}{t_f} = \frac{80}{9.5} = 8.4 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

➡ Le profilé est de classe 1

➡  $\gamma_{m0} = 1.1$

❖ Moments réduit :

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{292 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 7300 \text{ daN.m}$$

❖ Moments fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{Q_U \times l^2}{8} = \frac{384.26 \times 6.85^2}{8} = 2253.80 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2253.80 \text{ daN.m} \leq M_{plRd} = 7300 \text{ daN.m}$$

➡ Vérifiée

#### VI-4-7-Vérification de cisaillement (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd} \quad (\text{EC.3 p158})$$

$$V_{sdmax} \leq 0.5 V_{pl.rd}$$

$$\bullet \quad V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \Rightarrow \bullet A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$\bullet A_v = 39.65 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 57229.8 \text{ daN}$$

$$\bullet \quad V_{sd.max} = \frac{Q_U \times l}{2} = \frac{384.26 \times 6.85}{2} = 1316.09 \text{ daN}$$

$$V_{sd.max} = 1316.09 \text{ daN} \leq V_{pl.rd} = 57229.8 \text{ daN}$$

$$V_{sd.max} = 1316.09 \text{ daN} \leq 0.5 V_{pl.rd} = 28614.9 \text{ daN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

#### VI.4.8. Vérification à la compression :

Pour que le limon résiste à la compression, il faut que:

$$N_{sd} \leq N_{rd}$$

$$N_{sd} = Q_{uz} \times \sin \alpha \times l = 384.26 \times \sin 31.21 \times 6.85 = 1363.93 \text{ daN.}$$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 93500 \text{ daN}$$

$$N_{SD} = 1363.93 \text{ daN} \leq N_{PL,rd} = 93500 \text{ daN}$$

➔ Vérifiée

**VI.4.9. Vérification des entretoises :**

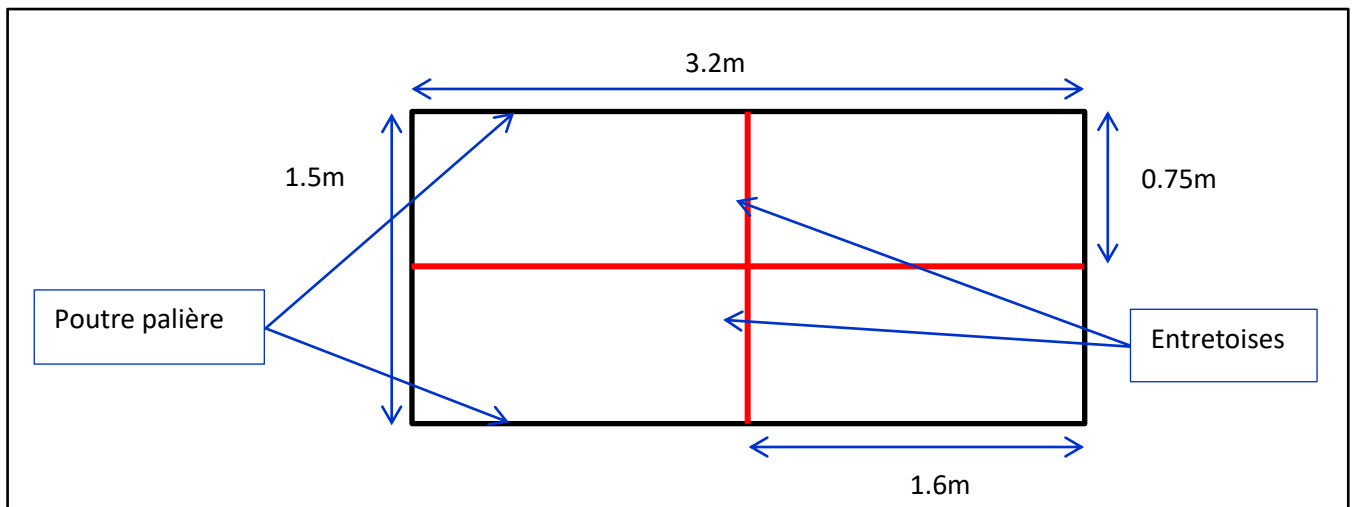


Figure.IV.6 : les éléments du palier de repos.

**a) Evaluation des charges :**

**La charge permanente :**

- TN40 10/10mm ; ..... G1 = 10 daN/m<sup>2</sup>.
- Dalle en béton (10cm) ; ..... G2 = 220 daN/m<sup>2</sup>.
- Mortier de pose (2cm) ; ..... G3 = 40 daN/m<sup>2</sup>.
- Revêtement (3cm) ; ..... G4 = 60 daN/m<sup>2</sup>.
- Treillis soudé (maille 150x150mm) ..... G5 = 3 daN/m<sup>2</sup>.
- Poids de l'entretoise UPN100 ..... G6 = 10.9 daN/m

$$G = \frac{3.2}{2} (G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6) = \frac{3.2}{2} (10 + 220 + 40 + 60 + 3 + 10.9) = 550.24 \text{ daN/m}^2.$$

**La charge d'exploitation :**

$$Q = \frac{250 \times 3.2}{2} = 400 \text{ daN/m}^2.$$

**VI.4.10. combinaisons des charges les plus défavorables :**

**ELU :**

- 1.35 G + 1.5 Q

**ELS :**

- G + Q

Tableau VI -5: Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	ZZ'
ELU (Qu)	• 1342.82daN/m↓
ELS (Qs)	• 950.24daN/m↓

#### VI.4.11. Vérification de la flèche :

On a une poutre simplement appuyée ; pour cette vérification on utilise la condition suivante :  $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{l}{250}$$

$$\delta_z = \frac{5 \times 950.24 \times 1.5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 206 \times 10^{-8}} = 0.14 \text{ cm} \leq \delta_{\text{add}} = 0.3 \text{ cm}$$

➡ Vérifiée

✚ Donc le profile qui correspond est UPN100

#### VI.4.12- Vérification de la résistance : (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plRd}}$$

$M_{\text{sd}}$  : Moments fléchissant

$M_{\text{plRd}}$  : Moments réduit

Le profilé est de classe 1 :  $\gamma_{m0} = 1.1$

❖ Moments réduit :

$$M_{\text{pl.rd}} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{49 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 1225 \text{ daN.m}$$

❖ Moments fléchissant :

$$M_{\text{sd}} = \frac{Q_U \times l^2}{8} = \frac{1342.82 \times 1.5^2}{8} = 377.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 377.6 \text{ daN.m} \leq M_{plRd} = 1225 \text{ daN.m}$$

➔ Vérifiée

**VI.5. Calcul des poutres d'appuis des limons :**

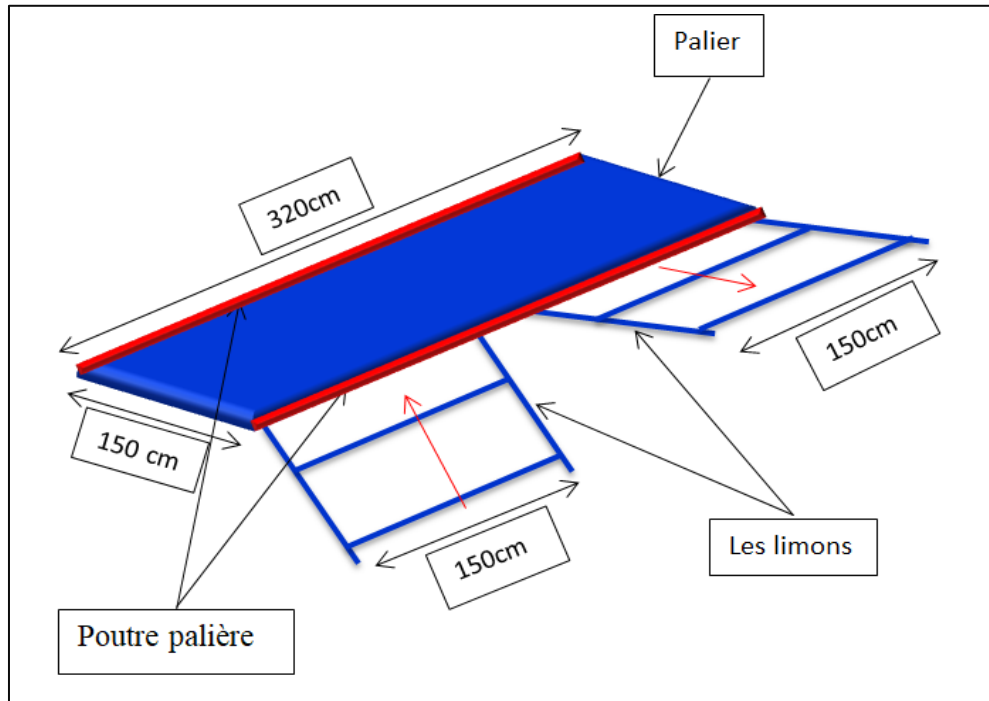


Figure.IV.7: Distribution des charges sur la poutre palier.

**VI.5.1. Vérification de la poutre d'appuis des limons :**

On considère que les quatre limons ont la même charge et même longueur, et on va estimer que la poutre d'appui est : IPE240

Tableau VI -6: caractéristiques et dimension de IPE 220

h (mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
220	110	5.9	9.2	12	177.6	26.2
A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
33.4	2772	9.11	285	205	2.48	58.1

**Les charges réparties :**

- Tôle en TN40 (10/10mm) ..... G1 = 10daN/m<sup>2</sup>.
- Dalle en béton (10cm) ..... G2 = 220 daN/m<sup>2</sup>.
- Mortier de pose (2 cm) ..... G3 = 40daN/m<sup>2</sup>.
- Revêtement (3cm) ..... G4 = 60daN/m<sup>2</sup>.
- Garde-corps..... G5 = 40 daN/m<sup>2</sup>.

Treillis soudée (150x150) .....G6 = 3 daN/m<sup>2</sup> .  
 Entretoise (UPN100).....G7= 10.9daN/m<sup>2</sup>.  
 Poutre d'appui IPE240.....G8=26.2 daN/m<sup>2</sup>

$$G = 1.5 \times (10+220+40+60+3)+40+10.9+26.2=576.6 \text{ daN/m}$$

→ G=576.6daN/m

**Les charges ponctuelles :**

Les 4 limons sont assembles avec IPE220 dans 4 points distincts, cette poutre supporte dans chaque point d'assemblage une charge ponctuelle F :

$$G_{\text{limon}} = 29.4 \times 6.85 \times 2 = 402.78 \text{ daN} = G1.$$

$$G_{\text{marche}} = 107.58 \times 11 = 1183.38 \text{ daN} = G2.$$

$$G_{\text{garde-corps}} = 40 \times 6.85 = 274 \text{ daN} = G3.$$

$$G_{\text{volé}} = G1 + G2 + G3 = 1860.16 \text{ daN}.$$

$$G_F = \frac{1860.16}{2} = 930.08 \text{ daN}$$

$$G' = F1 = F2 = F3 = F4 = 930.08 \text{ daN}$$

→ G'=930.08daN

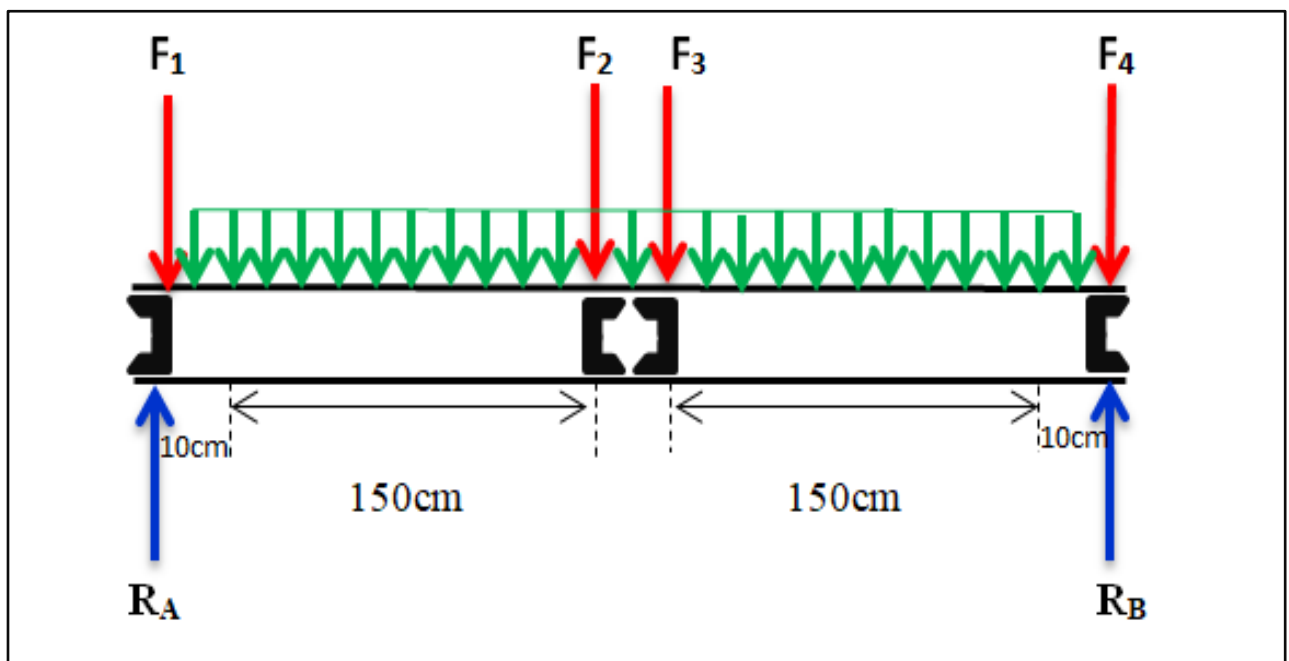


Figure.IV. 8: Coupe transversal de disposition des limons sur la poutre palière

**VI.5.2. Charges d'exploitation :**

Les charges réparties :

$$Q = 250 \times 1.5 = 375 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 375 \text{ daN/m.}$$

$$\longrightarrow Q = 375 \text{ daN/m}$$

Les charges ponctuelles :

$$Q' = 250 \times 1.5 \times 3.2 = 1200 \text{ daN.}$$

$$\longrightarrow Q' = 1200 \text{ daN.}$$

**VI.5.3. combinaisons des charges les plus défavorables :**

**ELU :**

Charges réparties :

- $1.35 G + 1.5 Q$

Charge ponctuelles :

- $1.35 G' + 1.5 Q'$

**ELS :**

- $G + Q$

- $G' + Q'$

**Tableau VI -7:** Combinaisons des charges les plus défavorables

Charges	réparties	ponctuelles
<b>ELU</b>	• 1340.91 daN/m	• 3055.6 daN
<b>ELS</b>	• 951.6 daN/m	• 2130.08 daN

**VI.5.4. Vérification de la flèche :**

**La flèche due aux charges ponctuelles :**

On a quatre charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre IPE120, pour calculer la flèche on utilise le théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches dues à chacune de ces charges. La flèche au milieu de la poutre, due à une charge ponctuelle F appliquée à une distance (a) de l'extrémité de la poutre ; égale à :

Avec :

$$a_1 = 0,1\text{m} ;$$

$$a_2 = 0,1+1,4=1.5\text{m} ;$$

$$- F_1=F_4 = \frac{F \times a_1}{48EI_Y} (3L^2 - 4a_1^2) = \frac{2130.08 \times 0.1}{48 \times 21 \times 10^9 \times 2772 \times 10^{-8}} (3 \times 3.2^2 - 4 \times 0.1^2) = 2.33 \times 10^{-4}\text{m}$$

$$- F_3=F_2 = \frac{F \times a_2}{48EI_Y} (3L^2 - 4a_2^2) = \frac{2130.08 \times 1.5}{48 \times 21 \times 10^9 \times 2772 \times 10^{-8}} (3 \times 3.2^2 - 4 \times 1.5^2) = 24.8 \times 10^{-4}\text{m}$$

**La flèche due aux charges réparties :**

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$F_5 = \frac{5 \times 951.6 \times 3.2^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 2772 \times 10^{-8}} = 0.0022\text{m}$$

**La flèche totale :**

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 = 0.0049\text{cm} \leq 0.012\text{m}$$

### VI.5.5. Vérification du moment fléchissant $M_{z,sd}$ :

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

**Calcul du moment max :**

$$R_A = R_B = (Q_{up} \cdot L + Q_{ur}) / 2 = (1340.91 \times 3.2 + 4 \times 3055.6) / 2 = 8256.65 \text{ daN.m}$$

$$M_{\max} = R_B \times (L/2) - Q_{up} (L^2/8) - Q_{ur} (L - a_1 - a_2)$$

$$M_{\max} = (8256.65 \times 1.6) - 1340.91 (3.2^2/8) - 3055.6 \times (3.2 - 0.1 - 1.5) = 6605.31 \text{ daN.m}$$

**Calcul du moment réduit :**

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 7125 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 6605.31 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 8256.65 \text{ daN.m}$$



**VI.6.Conclusion :**

Dans notre étude des escaliers, on a justifié les choix des dimensions qu'on a prévue en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi on a établi les calculs des marches, les calculs de limon et du palier de repos, pour le limon on a utilisé des poutres en UPN. Et en ce qui concerne les marches on a adopté la conception la plus utilisée, constituée d'une tôle larme rigidifiée par des cornières .

**ANALYSE  
DYNAMIQUE ET  
ETUDE SISMIQUE**

## ANALYSE DYNAMIQUE ET ETUDE SISMIQUE

### VII-1 Introduction :

#### VII-1-1 Historique :

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition est brusque et surtout imprévue.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque

diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas de séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans un domaine limite.

#### VII-1-2 Le séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0 .

D'après le règlement RPA99 version2003 la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

## VII-2 Critères de classification par le RPA99 version2003 :

### **VII-2-1 Classification des zones sismique :**

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ✓ ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ✓ ZONE I : sismicité faible
- ✓ ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne
- ✓ ZONE III : sismicité élevée

### **VII-2-2 Classification de l'ouvrage :**

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : HAMMADI milaya de boumerdes se situe dans une zone de sismicité très élevée ZONE III

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- ✓ Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- ✓ Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- ✓ Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un hangar de stockage avec un bloc administratif a usage bureau, il est considéré comme : Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S3

## VII-3 choix de la méthode de calcul :

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, (article 3.5 [2] ) avec une hauteur au plus égal à 65m en zones I,II et à 30m en zone III, (article 4.1.2[2] ).

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon (l'article 4.1.2[2] ) (régularité en plans et en élévation)

### **Conclusion :**

le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99/2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (irrégularité en plan et en élévation ).

## VII-4 Méthode d'analyse modale spectrale :

### VII-4-1 Principe de la méthode :

Principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant présentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendant de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

### VII-4-2 Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation 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 structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considéré

### VII-4-3 Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (installation classique, installation nucléaire,....) conduire à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séisme de référence, qui permettent d'exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifique du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement. L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{5/3} & T > 2. 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1 [2]) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment
- $\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 7$$

- $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. est donnée par (le tableau 4.2 du RPA99 art 4.2.[2])
- R : coefficient de comportement global de la structure (Tableau 4.3 [2])
- T1 ,T2 : Périodes caractéristiques associées a la catégorie de site (Tableau 4.7[2] )
- Q : Facteur de qualité (Tableau 4.4 [2])

#### VII-4-4 Les données de l'ouvrage :

Le coefficient d'accélération est donné par le tableau (4.1 [2]) en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment. Dans notre cas on est en zone III et groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne donc :

**A=0,25 (bloc administratif) ; A=0.18 (hall de stockage)**

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif  $\xi(\%)$ , nous avons un portique en acier sans remplissage dense et d'après le tableau (4.2 [2])

- $\xi = 5\%$ ; alors  $\eta = 1$  (bloc administratif)
- $\xi = 4\%$ ; alors  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$  (hall de stockage)  
 $\eta = 0.37$

Le coefficient de comportement global de la structure R est donné par le tableau (4.3[2]) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 .

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Pour notre cas R=3

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée par (Tableau 4.7[2])

Donc : T1= 0,15 sec ; T2= 0,50 sec.

La valeur de Q Le facteur de qualité de la structure est en fonction

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4) :  $Q=1+\sum Pq$

-Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau suivant :

**Tableau.VII.1** : Pénalité de vérification

Critère « q »	Observé	P <sub>q</sub>
		N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

P<sub>q</sub> = 0,35

Ce qui nous donne :  $Q = 1 + 0,35 = 1,35$

#### VII-4-5 Les combinaisons :

$$C1 = G + Q \pm EX$$

$$C2 = G + Q \pm EY$$

$$C3 = 0,8G \pm EX$$

$$C4 = 0,8G \pm EY$$

$$C5 = G + Q \pm 1,2 EX$$

$$C6 = G + Q \pm 1,2 EY$$

#### ▪ Analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égal 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.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

**Il est caractérisé par les données suivantes :**

#### Bloc administratif :

- Zone de sismicité : ZONE III
- Groupe d'usage : GROUPE 2
- Coefficient de comportement : R = 3

- Pourcentage d’amortissement critique :  $\xi = 5\%$
- Facteur de qualité :  $Q= 1, 35$
- Classification du site : S3

**Hall de stockage :**

- Zone de sismicité : ZONE III
- Groupe d’usage : GROUPE 3
- Coefficient de comportement :  $R= 3$
- Pourcentage d’amortissement critique :  $\xi = 4\%$
- Facteur de qualité :  $Q= 1, 35$
- Classification du site : S3

**VII-4-6 Calcul de la période fondamentale de la structure**

Est donnée par la formule suivante :

$$T_{\text{empirique}} = T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad (4.6. [RPA])$$

Avec :

- $h_N$ : la hauteur de la structure (20.5m)
- $C_T$  : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab 4.6 : portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie( $C_T =0,085$ )

**AN :**

**Bloc administratif :**

- $C_T$ : portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie ( $C_T =0,085$ )

$$T=0,05 \times 20.5^{3/4} = 0,48S$$

**Hall de stockage :**

- $C_T$ : Le système de contreventement de type palées en V en acier

$$T=0,085 \times 20.5^{3/4} = 0,82 S$$

Prenant compte (l’article 4.2.4 [RPA]) la valeur de T calculée à partir de la formule de Rayleigh ou les résultats obtenues par le logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques, appropriées de plus de 30%.

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de :  $T_{\text{analytique}} = 1.08s$   
 Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul est déterminé suivant le tableau suivant :

**Tableau.VII.2 :Condition de période**

Condition sur T	Période choisi
$T_{\text{Analytique}} < T_{\text{Empirique}}$	$T = T_{\text{Empirique}}$
$T_{\text{Empirique}} < T_{\text{Analytique}} < 1,3 T_{\text{Empirique}}$	$T = T_{\text{Analytique}}$
$1,3 T_{\text{Empirique}} < T_{\text{Analytique}}$	$T = 1,3 T_{\text{Empirique}}$



D'où :

**Tableau.VII.3 : période choisi**

période	Condition sur T	Période choisi
$T_{\text{Bloc adm}}$	$1,3 T_{\text{Empirique}} < T_{\text{Analytique}}$	$T_x = 1,3 T_{\text{Empirique}}$
$T_{\text{hall de stockage}}$	$1,3 T_{\text{Empirique}} < T_{\text{Analytique}}$	$T_y = 1,3 T_{\text{Empirique}}$

**VII-4-7 Poids de la structure W :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculé à chaque niveau(i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec:} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W : Est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation

$\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donnée par (tab 4.5 page 41 RPA99) :  $\beta=0.5$  pour le hall de stockage et  $\beta=0.2$  pour le bloc administratif.

**VII.4.7.1. Le poids du aux charges permanentes ( $W_{Gi}$ ) :**

**Poids total de la structure W :**

- **Évaluation des charges permanentes par niveau :**  
**1-Bloc administratif :**

En prendre les charges permanentes de niveau 1,2,3 et 4

➤ Niveau 1 (6m) :

**Tableau.VII.4 : Poids de la structure niveaux 1.**

Eléments	types	poids propres (daN)	poids (daN)
<b>poteau principale</b>	<b>HEA500(estimé)</b>	<b>155.1</b>	<b>5583.6</b>
<b>poteau planché</b>	<b>HEA320(estimé)</b>	<b>97.6</b>	<b>7027.2</b>
<b>poutre maîtresse</b>	<b>IPE400</b>	<b>66.3</b>	<b>5967</b>
<b>poutre secondaire</b>	<b>IPE270</b>	<b>36.1</b>	<b>2599.2</b>
<b>Solive</b>	<b>IPE220</b>	<b>26.2</b>	<b>4716</b>
<b>Plancher</b>	<b>Béton</b>	<b>/</b>	<b>150408</b>
<b>Bardage</b>	<b>TL40</b>	<b>15.5</b>	<b>2511</b>
<b>Lisse de bardage pignon</b>	<b>UP N160</b>	<b>19.3</b>	<b>1737</b>
<b>Lisse de bardage longpon</b>	<b>UPN140</b>	<b>16.4</b>	<b>1180.8</b>
<b>stabilité</b>	<b>2UPN180(estimé)</b>	<b>22.5</b>	<b>1206</b>
<b>Σ</b>			<b>182935.8</b>

➤ Niveau 2 (10m):

**Tableau.VII.5 : Poids de la structure niveaux 2.**

Eléments	types	poids propres (daN)	poids (daN)
<b>poteau principale</b>	<b>HEA500(estimé)</b>	<b>155.1</b>	<b>3722.4</b>
<b>poteau planché</b>	<b>HEA320(estimé)</b>	<b>97.6</b>	<b>4684.8</b>
<b>poutre maîtresse</b>	<b>IPE400</b>	<b>66.3</b>	<b>5967</b>
<b>poutre secondaire</b>	<b>IPE270</b>	<b>36.1</b>	<b>2599.2</b>
<b>solive</b>	<b>IPE220</b>	<b>26.2</b>	<b>4716</b>
<b>plancher</b>	<b>Béton</b>		<b>150408</b>
<b>Bardage</b>	<b>TL40</b>	<b>15.5</b>	<b>2604</b>
<b>Lisse de bardage pignon</b>	<b>UP N160</b>	<b>19.3</b>	<b>1158</b>
<b>Lisse de bardage longpon</b>	<b>UPN140</b>	<b>16.4</b>	<b>787.2</b>
<b>stabilité</b>	<b>2UPN180(estimé)</b>	<b>22.5</b>	<b>900</b>
<b>Σ</b>			<b>177546.6</b>

➤ Niveau 3 (14m):

**Tableau.VII.6 : Poids de la structure niveaux 3.**

Eléments	types	poids propres (daN)	poids (daN)
<b>poteau principale</b>	<b>HEA500(estimé)</b>	<b>155.1</b>	<b>3722.4</b>
<b>poteau planché</b>	<b>HEA320(estimé)</b>	<b>97.6</b>	<b>4684.8</b>
<b>poutre maîtresse</b>	<b>IPE400</b>	<b>66.3</b>	<b>5967</b>
<b>poutre secondaire</b>	<b>IPE270</b>	<b>36.1</b>	<b>2599.2</b>
<b>solive</b>	<b>IPE220</b>	<b>26.2</b>	<b>4716</b>
<b>plancher</b>	<b>Béton</b>		<b>150408</b>
<b>Bardage</b>	<b>TL40</b>	<b>15.5</b>	<b>2604</b>
<b>Lisse de bardage pignon</b>	<b>UP N160</b>	<b>19.3</b>	<b>1737</b>
<b>Lisse de bardage longpon</b>	<b>UPN140</b>	<b>16.4</b>	<b>1180.8</b>
<b>stabilité</b>	<b>2UPN180(estimé)</b>	<b>22.5</b>	<b>900</b>
<b>Σ</b>			<b>175819.2</b>

➤ Niveau 4(20.5m) :

**Tableau.VII.7** : Poids de la structure niveaux 4.

Eléments	types	poids propres (daN)	poids (daN)
poteau principale	HEA500 (estimé)	155.1	3722.4
potelet	IPE220	26.2	576.4
Panne	IPE180	18.8	8347.2
sablière	IPE270	36.1	866.4
couverture	LL75	20.6	4017
Contreventement	CAE70*7 (estimé)	7.38	1018.44
Lisse de bardage longpon	UPN140	16.4	787.2
Lisse de bardage pignon	UP N160	19.3	1737
stabilité	2UPN180 (estimé)	22.5	900
travers	IPE600 (estimé)	122.4	11162.88
<b>Σ</b>			<b>44236.32</b>

**2-Hall de stockage:**

➤ Niveau 1(15m) :

**Tableau.VII.8** : Poids de la structure niveaux 1.

Eléments	types	poids propres(daN)	poids totale (daN)
poteau principale N	HEA550 (estimé)	166.2	99720
Poteau estacade v	HEA360 (estimé)	112.1	10089
PDR a	HEA450+2CAE15 0*150*12	139.8+27.3	305014.2
Pont roulant	/	33600	67200
Rail	A65	43.5	9309
Lisse de bardage longpon	UPN140	15.5	24877.5
stabilité 0	2 UPN180 (estimé)	22.5	629640
contreventement	CAE70*7(estimé)	7.38	590.4
sablière	HEA140(estimé)	24.7	12251.2
Bardage m	TL40	15.5	19902
<b>Σ</b>			<b>2390844,1</b>

Tableau.VII.9: Poids de la structure niveaux 3.

Eléments	types	poids propres (daN)	poids (daN)
poteau principale	HEA5550 (estimé)	166.2	19944
Panne	IPE180	18.8	44668.8
sablère	HEA140(estimé)	24.7	5285.8
Couverture	LL75	20.6	4017
bardage	TL40	15.5	4975.5
Contreventement	CAE70*7 (estimé)	7.38	4073.76
Lisse de bardage longpon	UPN140	16.4	10430.4
stabilité	2UPN180 (estimé)	22.5	1154.976
travers	IPE600 (estimé)	122.4	74419.2
$\Sigma$			168969,036

- Poids dû aux charges permanentes :

**Bloc administratif :**

$$W_{G1}(\text{niveau1})= 182935.8\text{daN}$$

$$W_{G2}(\text{niveau2})= 177546.6 \text{ daN}$$

$$W_{G3}(\text{niveau 3})= 175819.2\text{daN}$$

$$W_{G4}(\text{niveau4})= 44236.32 \text{ daN}$$

**Hall de stockage :**

$$W_{G21}(\text{niveau1})= 2390844,1\text{daN}$$

$$W_{G2}(\text{niveau2})= 168969,036\text{daN}$$

- Poids due aux charges d'exploitation :

**Bloc administratif :**

$$W_{Q1}(\text{plancher 1}) = 250 \times 360 = 90000 \text{ daN}$$

$$W_{Q2}(\text{plancher 2}) = 250 \times 360 = 90000 \text{ daN}$$

$$W_{Q3}(\text{plancher 3}) = 250 \times 350 = 90000\text{daN}$$

$W_{Q4}(\text{toiture}) = 0 \text{ daN}$  (la toiture de la halle est inaccessible seulement en cas de maintenance, elle est négligeable au niveau de la toiture)

**Hall de stockage :**

$$W_{Q1} \text{ (poids de deux ponts roulant)} = 30000\text{daN}$$

$W_{Q2(\text{toiture})} = 0 \text{ daN}$ (la toiture de la halle est inaccessible seulement en cas de maintenance, elle est négligeable au niveau de la toiture)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**Tableau.VII.10 :** le Poids total de la structure.

Niveau	$W_{Gi}$	$\beta W_{Qi}$	$W_i$
<b>Bloc administratif :</b>		<b>0.20</b>	
Niveau 1	182935.8daN	18000daN	200935.8daN
Niveau 2	177546.6 daN	18000daN	195546.6daN
Niveau3	175819.2daN	18000daN	193819.2daN
Niveau 4	44236.32 daN	0daN	44236.32daN
$\Sigma$	580537.92daN	54000daN	634537.92daN
<b>Hall de stockage :</b>		<b>0.50</b>	
Niveau 1	2390844,1daN	15000daN	2405844,1daN
Niveau 2	168969,036daN	0daN	168969,036daN
$\Sigma$	1332649093daN	15000daN	2574813,14daN

- **Le tableau modal :**  
**Bloc administratif :**

Ces résultats sont donnés par robot2018 dans le tableau si dessus :

**Tableau.VII.11 :** Le tableau masse cumulés

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]
22/ 1	0,93	1,08	91,57	0,00	0,0	91,57	0,00	0,0	936805,30	936805,30	0,0
22/ 2	1,56	0,64	91,57	91,24	0,0	0,00	91,24	0,0	936805,30	936805,30	0,0
22/ 3	1,59	0,63	91,63	91,24	0,0	0,06	0,00	0,0	936805,30	936805,30	0,0
22/ 4	1,59	0,63	91,63	91,24	0,0	0,00	0,00	0,0	936805,30	936805,30	0,0
22/ 5	1,60	0,63	91,63	91,24	0,0	0,00	0,00	0,0	936805,30	936805,30	0,0
22/ 6	1,61	0,62	92,01	91,24	0,0	0,38	0,00	0,0	936805,30	936805,30	0,0
22/ 7	1,62	0,62	92,01	91,24	0,0	0,00	0,00	0,0	936805,30	936805,30	0,0

Hall de stockage :

Tableau.VII.12 : Le tableau masse cumulés

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Fréquence [Hz]
23/ 1	1,07	36,04	0,00	36,04	0,00	485575,29	485575,29	0,94
23/ 2	1,07	55,48	0,00	19,44	0,00	485575,29	485575,29	0,94
23/ 3	1,06	55,51	0,00	0,03	0,00	485575,29	485575,29	0,94
23/ 4	1,04	56,19	0,00	0,68	0,00	485575,29	485575,29	0,96
23/ 5	1,04	57,52	0,00	1,33	0,00	485575,29	485575,29	0,96
23/ 6	1,01	57,52	0,00	0,00	0,00	485575,29	485575,29	0,99
23/ 7	1,01	63,62	0,00	6,09	0,00	485575,29	485575,29	0,99

**VII.5.Calcul de la force sismique à la base:**

Nombre de mode à considérer D'après RPA99V2003, le nombre de modes à prendre est tel que la somme des masse modale effectives pour retenus soit égale à 90% au mois de la masse totale de la structure. Dans notre structure On tient compte 2 modes soit la somme des masse effectives modales supérieure a 90%.

**VII.5.1.Calcul de la force sismique à la base de la structure :**❖ **Bloc administratif :**

$$\mathbf{V}_i = \frac{S_a}{g} \times \mathbf{a}_i \times W_t$$

$W_T$ : Poids total de la structure

$\mathbf{a}_i$ : Coefficient de participation de chaque mode

Site : S3 (site meuble)

D'où :

$T_1 = 0.15$  s et  $T_2 = 0,50$ s puisque

$1,3 T_{\text{Empirique}} < T_{\text{Analytique}}$  donc :  $T_x = 1,3 T_{\text{Empirique}}$

$T = 0,48 \times 1,3 = 0,63$ s

$T_2 = 50 \text{s} \leq T = 0,63 \text{s} \leq 3 \text{s}$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 1 (1,25 \times 0,25) \frac{1,35}{3} \times \left( \frac{0,5}{0,63} \right)^{2/3}$$

$$\rightarrow \frac{S_a}{g} = 0,30 \text{m/s}^{-2}$$

- Suivant l'axe OX :

Tableau.VII.13 : La force sismique suivant l'axe OX

MODE	Période	Ai %	Sa/g	W <sub>t</sub> (daN)	Vi (daN)
1	0.63	91.57	0.30	634537.92	174313.91
2	0.63	0.00	0.30	634537.92	0.00
3	0.63	0.6	0.30	634537.92	1142.16
4	0.63	0.00	0.30	634537.92	0.00
5	0.63	0.00	0.30	634537.92	0.00
6	0.63	0.38	0.30	634537.92	723.37
7	0.63	0.00	0.30	634537.92	0.00

- Suivant l'axe OY :

Tableau.VII.14 : La force sismique suivant l'axe OY

MODE	Période	Ai %	Sa/g	W <sub>t</sub> (daN)	Vi (daN)
1	0.63	0.00	0.30	634537.92	0.00
2	0.63	91.24	0.30	634537.92	173685.71
3	0.63	0.00	0.30	634537.92	0.00
4	0.63	0.00	0.30	634537.92	0.00
5	0.63	0.00	0.30	634537.92	0.00
6	0.63	0.00	0.30	634537.92	0.00
7	0.63	0.00	0.30	634537.92	0.00

#### ❖ Hall de stockage :

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times a_i \times W_t$$

W<sub>T</sub>: Poids total de la structure

a<sub>i</sub>: Coefficient de participation de chaque mode

Site : S3 (site meuble)

D'où :

T1 = 0.15 s et T2 = 0,50s puisque

1,3 T<sub>Empirique</sub> < T<sub>Analytique</sub> donc : T = 1,3 T<sub>Empirique</sub>

T = 0.82 × 1.3 = 1.06s

T2 = 50s ≤ T = 0.82 < s ≤ 3s

$$\frac{S_a}{g} = 2.5 \eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.37 (1.25 \times 0.25) \frac{1.35}{3} \times \left( \frac{0.5}{1.06} \right)^{2/3}$$

$$\rightarrow \frac{S_a}{g} = 0.078 \text{ m/s}^{-2}$$

- Suivant l'axe OX :

Tableau.VII.15 : La force sismique suivant l'axe OX

MODE	Période	Ai %	Sa/g	W <sub>t</sub> (daN)	Vi (daN)
1	1.06	36,04	0.078	2574813,14	7238108,6
2	1.06	19,44	0.078	2574813,14	3904240,6
3	1.06	0,03	0.078	2574813,14	6025,06265
4	1.06	0,68	0.078	2574813,14	136568,087
5	1.06	1,33	0.078	2574813,14	267111,111
6	1.06	0	0.078	2574813,14	0
7	1.06	6,09	0.078	2574813,14	1223087,72

### VII.5.2. Combinaison des réponses modales :

L'effort sismique à la base est :

$$V_t = \sqrt{\sum_{i=1}^k V_i^2}$$

#### ❖ Bloc administratif :

- Suivant l'axe OX :

$$V_{tx} = \sqrt{30386644472.4}$$

$$V_{tx} = 174319.152 \text{ daN}$$

- Suivant l'axe OY :

$$V_{tx} = \sqrt{173685.71^2}$$

$$V_{tx} = 173685.71 \text{ daN}$$

#### ❖ Hall de stockage

- Suivant l'axe OX :

$$V_{tx} = \sqrt{6.921 \times 10^{13}}$$

$$V_{tx} = 8319813,089 \text{ daN}$$

### VII.5.3. Distribution des forces selon la hauteur :

La force sismique est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V_t = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$



❖ **Bloc administratif :**

Suivant l'axe OX :

On a  $F_t = 0$  puisque la période est inférieure à 0,7 S Donc :

$$F_k = \frac{V_t \times W_k \times H_k}{\sum W_k \times H_k}$$

**Tableau.VII.16 :** Distribution des forces sismique sur les étages

Niveau	$H_k$ (m)	$W_k$ (daN)	$H_k \cdot W_k$	$V_t$	$F_k$ (daN)
1	6	200935.8	1205614.8	174319.152	30990,9356
2	10	195546.6	1955466	174319.152	50266,2383
3	14	193819.2	2713468.8	174319.152	69751,082
4	20.5	44236.32	906844.56	174319.152	23310,8961

Suivant l'axe OY :

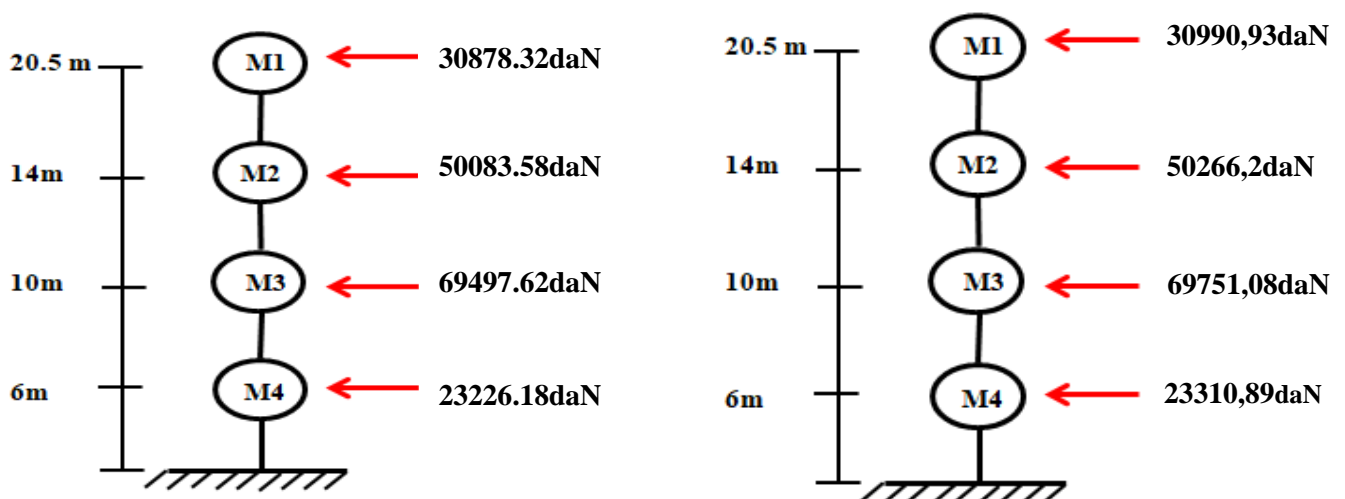
**Tableau.VII.17 :** Distribution des forces sismique sur les étages

Niveau	$H_k$ (m)	$W_k$ (daN)	$H_k \cdot W_k$	$V_t$	$F_k$ (daN)
1	6	200935.8	1205614.8	173685.71	30878,3205
2	10	195546.6	1955466	173685.71	50083,5805
3	14	193819.2	2713468.8	173685.71	69497,6201
4	20.5	44236.32	906844.56	173685.71	23226,1888

Suivant l'axe OY :

Suivant l'axe OX :

❖ **Hall de stockage :**



**Figure.VII.1 :** Forces sismique sur les étages

Suivant l'axe OX :

On a  $F_t = 0.07 \times T \times V_i$  puisque la période est supérieure à 0,7 S Donc :

$$V_t = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \text{ avec : } F_t = 0.07 \times T \times \sum V_i$$

$$V_t = 0.07 \times T \times \sum V_i + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$F_i = \frac{(V_t - F_t) \times W_k \times H_k}{\sum W_k \times H_k}$$

Tableau.VII.18 : Distribution des forces sismique sur les étages

Niveau	H <sub>k</sub> (m)	W <sub>k</sub> (daN)	H <sub>k</sub> . W <sub>k</sub>	V <sub>t</sub>	F <sub>t</sub>	V <sub>t</sub> - F <sub>t</sub>	F <sub>k</sub> (daN)
1	15	1186933.3	17803999.5	8319813,089	947915,476	7371897,61	6220730,24
2	20.5	160716.63	3294690.91	8319813,089	947915,476	7371897,61	1151167,37

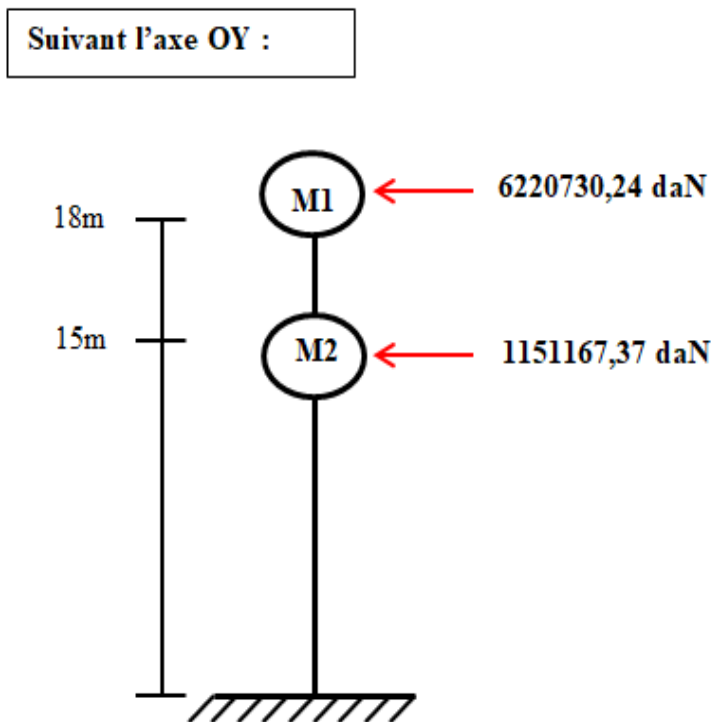


Figure.VII.2 : Forces sismique sur les étages

**VII.6. Distribution des efforts sismiques sur les files :**

**VII.6.1. La position du centre de masse :**

Les coordonnées du centre de masse Cg (Xg, Yg) sont données par la formule suivante :

$$Xg = \frac{\sum WiXi}{\sum Wi} \quad \text{Et} \quad Yg = \frac{\sum WiYi}{\sum Wi}$$

➤ **Bloc administratif :**

**Tableau.VII.19 :** la position du centre de masse par niveaux

Niveau.	X <sub>g</sub> (m)	Y <sub>g</sub> (m)
1	15	5.89
2	15	5.91
3	15	5.88
4	15	5.31

➤ **Hall de stockage:**

**Tableau.VII.20 :** la position du centre de masse par niveaux

Niveau.	X <sub>g</sub> (m)	Y <sub>g</sub> (m)
1	15	48.87
2	15	53.99

**VII.6.2. La position du centre de torsion Ct:**

Les coordonnées du centre de torsion Ct (Xt, Yt) sont données par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum I_{xi}X_i}{\sum I_{xi}} \quad \text{Et} \quad Y_t = \frac{\sum I_{yi}Y_i}{\sum I_{yi}}$$

➤ **Bloc administratif :**

**Tab.VII.21 :** la position du centre de torsion par niveaux

Niveau.	X <sub>t</sub> (m)	Y <sub>t</sub> (m)
1	15	5.96
2	15	5.96
3	15	5.96
4	15	5.88

➤ **Hall de stockage :**

**Tab.VII.22 :** la position du centre de torsion par niveaux

Niveau.	X <sub>t</sub> (m)	Y <sub>t</sub> (m)
1	15	51.81
2	15	54.65

### VII.6.3. L'excentricité :

L'excentricité réelle est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion. Les coordonnées du point d'excentricité réelle sont données par la relation suivante :

$$e = \begin{pmatrix} e_x \\ e_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_g - X_{Ct} \\ Y_g - Y_{Ct} \end{pmatrix}$$

➤ **Bloc administratif :**

**Tab.VII.23 :** l'excentricité par niveaux

Niveau.	$e_x$ (m)	$E_y$ (m)
1	0	-0.07
2	0	-0.05
3	0	-0.08
4	0	-0.57

➤ **Hall de stockage :**

**Tab.VII.24 :** l'excentricité par niveaux

Niveau.	$e_x$ (m)	$E_y$ (m)
1	0	-2.94
2	0	-0.66

### VII.6.4. Excentricité théorique :

Le RPA99(2003) limite l'excentricité accidentelle à une valeur de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension. (RPA99. §4.2.7.P33).

$$e_{ih} = 5 \% L_{\max}$$

➤ **Bloc administratif :**

$$ethx = 0,05 \times 30 = 1.5m$$

$$ethy = 0,05 \times 12 = 0.6m$$

➤ **Hall de stockage :**

$$ethx = 0,05 \times 30 = 1.5m$$

$$ethy = 0,05 \times 108 = 5.4m$$

### VII.7. Conclusion :

L'effort sismique dans les zones de forte sismicité, présente un risque potentiel pour la stabilité des structures, dans notre cas l'effort dû au séisme joue un rôle très important lors du dimensionnement des stabilités et des portiques. Dans ce chapitre les efforts sismiques ont été évalués. Ils seront utilisés dans les combinaisons d'actions les plus défavorables dans les calculs et vérifications des portiques et des contreventements.

**ETUDE DE  
CONTREVENTEMENT  
T ET STABILITES**

### VIII.1. Introduction

Les contreventements et les stabilités sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts horizontaux dus au vent, et de les transmettre aux fondations.

Elles sont disposées en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et dans le plan des pignons « palées de stabilité ».

Les stabilités peuvent avoir différentes formes et elles peuvent être, en X, en K, en V ou en V renversé.

Pour notre projet on a utilisé des palées de stabilité en V et des poutres au vent en X.

- Sens longitudinal

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des poutres au vent et palées de stabilité.

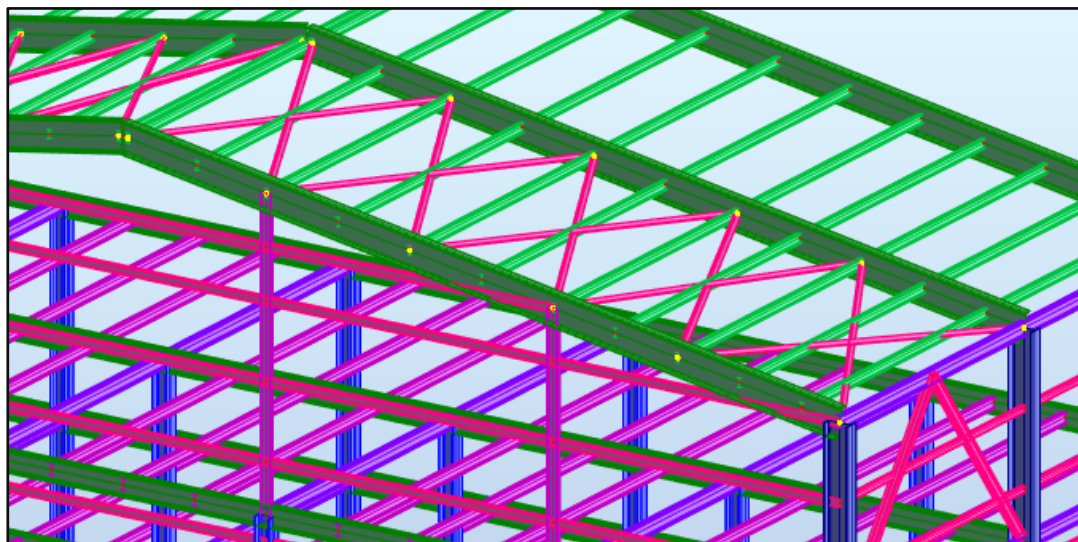
- Sens transversal

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des portiques auto-stables ordinaires.

### **VIII.2. Contreventement de la toiture « poutre au vent »**

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme le montre la figure ci-dessous.

Ils sont placés dans les travées de rive, leurs diagonales sont généralement formées de cornières qui sont fixées sur les traverses. Leur rôle est de reprendre les efforts du vent du pignon et de les transmettre aux palées de stabilité.



**Figure.VIII.1** : Dispositions des contreventements

### VIII.2.1 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

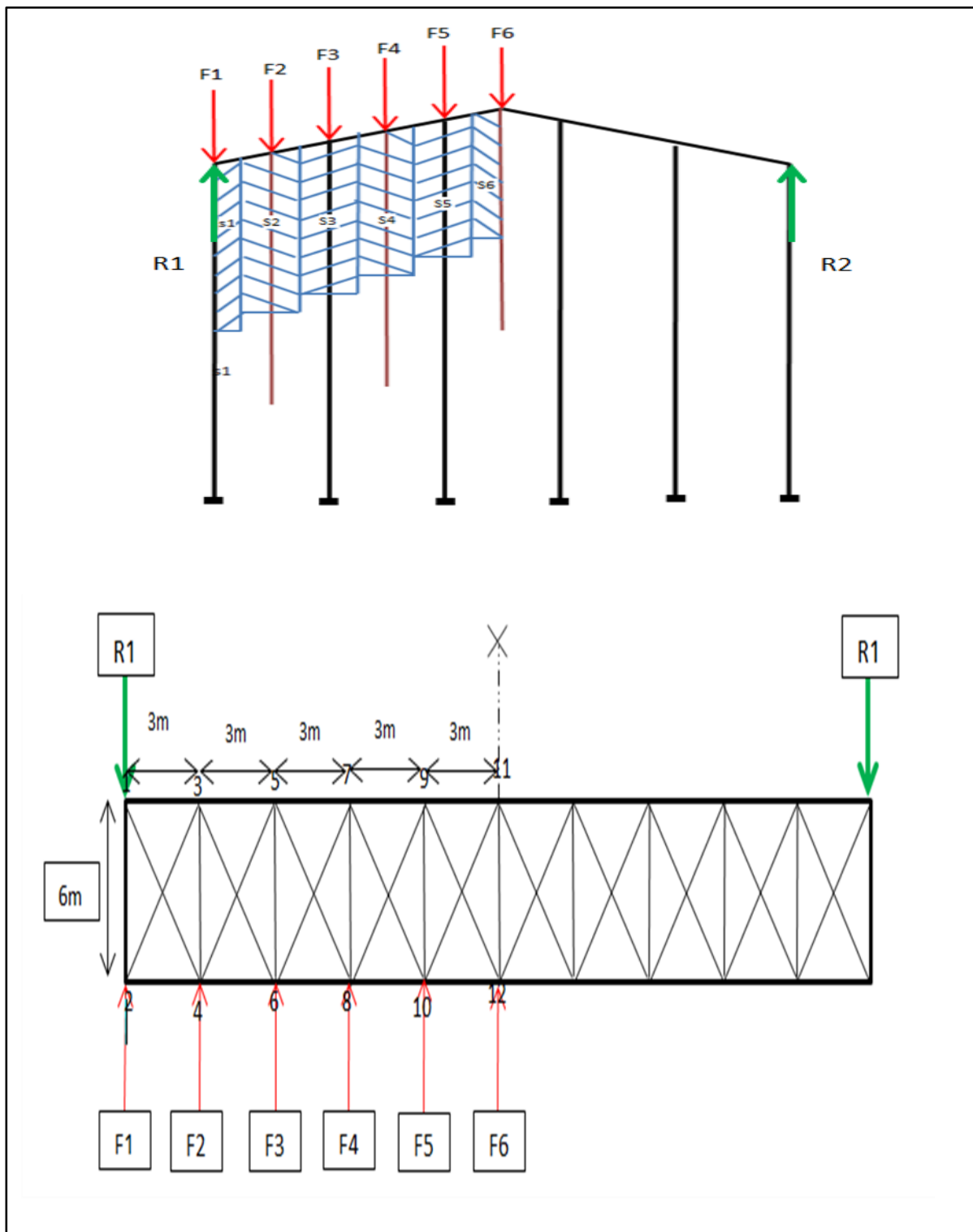


Figure.VIII.2: Schématisation des efforts sur la demi-poutre au vent



### VIII.2.2.Évaluation des efforts horizontaux :

$$F_i = (V_e \times S_i) + \frac{F_{fi}}{n}$$

**V<sub>e</sub>** : Vent extrême suivant pignon  $V_e = 236.59 \text{ daN/m}^2$ .

**F<sub>fr</sub>** : Force de frottement pour parois verticales.

Traction

**S<sub>i</sub>** : La surface sous le vent.

**N** : nombre de nœuds.  $n=11$

#### Calcul de la force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $b/d \geq 3$ , et le rapport  $h/d \geq 3$ , soient vérifiés ; ou  $b$  la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent,  $h$  la hauteur de la construction, et  $d$  la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

**pignon :**

$$\frac{d}{b} = \frac{120}{30} = 4 \geq 3 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{120}{20.5} = 5.8 \geq 3 \quad \text{Vérifiée}$$

Alors le calcul de la force de frottement est nécessaire sur le pignon

**longpan :**

$$\frac{d}{b} = \frac{30}{120} = 0.25 \leq 3 \quad \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{30}{20.5} = 1.4 \leq 3 \quad \text{Non vérifiée}$$

Alors le calcul de la force de frottement n'est pas nécessaire sur le longpan

#### Calcul de frottement sur pignon :

$$F_{fr} = Q_p \times C_{fr} \times A_{fr}$$

**C<sub>fr</sub>** : est le coefficient de frottement (Cf. tableau 2.8)

-Dans notre cas l'état de surface est très rugueux (ondulation, perpendiculaire au vent, nervure.....)  $C_f = 0,04$

**A<sub>fr</sub>** : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent, (Cf tableau 2.9);

**Q<sub>p</sub>** : Pression dynamique de pointe  $q_p$

#### ▪ Toiture :

$$A_{fr} = 120 \times \frac{30}{\cos 9.5} = 3650.05 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = Q_p \times C_{fr} \times A_{fr} = 120.71 \times 0.04 \times 3650.05 = 17623.90 \text{ daN}$$

- **Paroi verticale :**

$$A_{fr}=120 \times 18 \times 2=4320\text{m}^2$$

$$F_{fr}= Q_p \times C_{fr} \times A_{fr} = 117.52 \times 0.04 \times 4320=1456\text{daN}$$

Donc la force de frottement :

$$F_{fr} = 17623.90 + 1456=19079.9\text{daN}$$

**surface sous vent :**

$$S_i = e_i \times \frac{h}{2}$$

$$S_1 = (18/2 \times 1.5) + ((18.25-18) \times 1.5/2) = 13.68\text{m}^2$$

$$S_2 = (18.5/2 \times 3) + ((18.75-18) \times 3/2) = 28.125\text{m}^2$$

$$S_3 = (19/2 \times 3) + ((18.25-19.25) \times 3/2) = 28.875\text{m}^2$$

$$S_4 = (19.5/2 \times 3) + ((18.25-19.75) \times 3/2) = 29.625\text{m}^2$$

$$S_5 = (20/2 \times 3) + ((18.25-20.25) \times 3/2) = 30.37\text{m}^2$$

$$S_6 = (20.5/2 \times 1.5) + ((18.25-20.5) \times 1.5/2) = 15.56\text{m}^2$$

**Les forces au niveau de la toiture sont données par :**

$$F_{fr} = 19079.9\text{daN} \quad \text{et} \quad V_e = 236.59\text{daN/m}^2$$

$$F_i = (V_e \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}$$

$$F_1 = 236.59 \times 13.68 + \frac{19079.9}{11} = 4971.08 \text{ daN}$$

$$F_2 = 236.59 \times 28.125 + \frac{19079.9}{11} = 8388.62 \text{ daN}$$

$$F_3 = 236.59 \times 28.875 + \frac{19079.9}{11} = 8566.06 \text{ daN}$$

$$F_4 = 236.59 \times 29.625 + \frac{19079.9}{11} = 8743.50 \text{ daN}$$

$$F_5 = 236.59 \times 30.37 + \frac{19079.9}{11} = 8919.76 \text{ daN}$$

$$F_6 = 236.59 \times 15.56 + \frac{19079.9}{11} = 5415.87 \text{ daN}$$

**Calcul des réactions :**

$$\vec{\Sigma F}_{ext} = 0$$

$$R_1 = R_2 = \frac{\Sigma F_i}{2} = \frac{(F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6) \times 2 + F_{fr}}{2} = 45004,9187\text{daN}$$

Les efforts internes :

On étudie la diagonale la plus sollicitée en traction ; ce proche a l'appui :

$$\alpha = \arctg \frac{6}{3} = 63.43^\circ$$

Par la méthode d'isolation des nœuds :

$$\Sigma F_v = F_1 - R_1 + N_{sd} \sin \alpha = 0$$

$$N_{sd} = \frac{R_1 - F_1}{\sin \alpha} = \frac{45004,9187 - 5415,87}{\sin 63,43}$$

$$N_{sd} = 44263,81 \text{ daN}$$

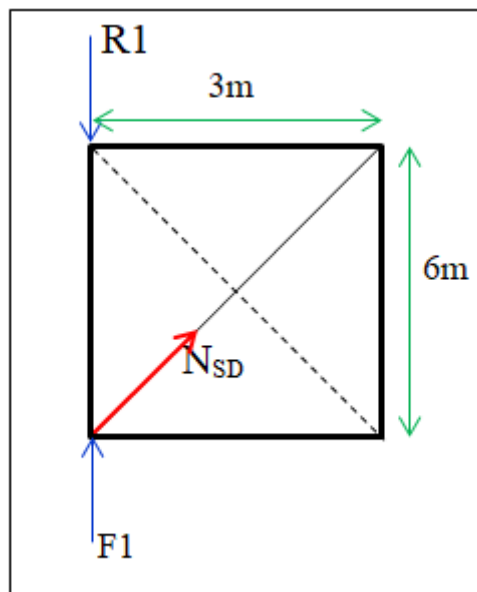


Figure VIII.3. Isolation du nœud

Calcul de la section brute des diagonales :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 16 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière CAE100×100×10 avec des boulons ordinaires M20 de classe 8.8

### VIII.2.3. Vérification des diagonales à la traction :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue. Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

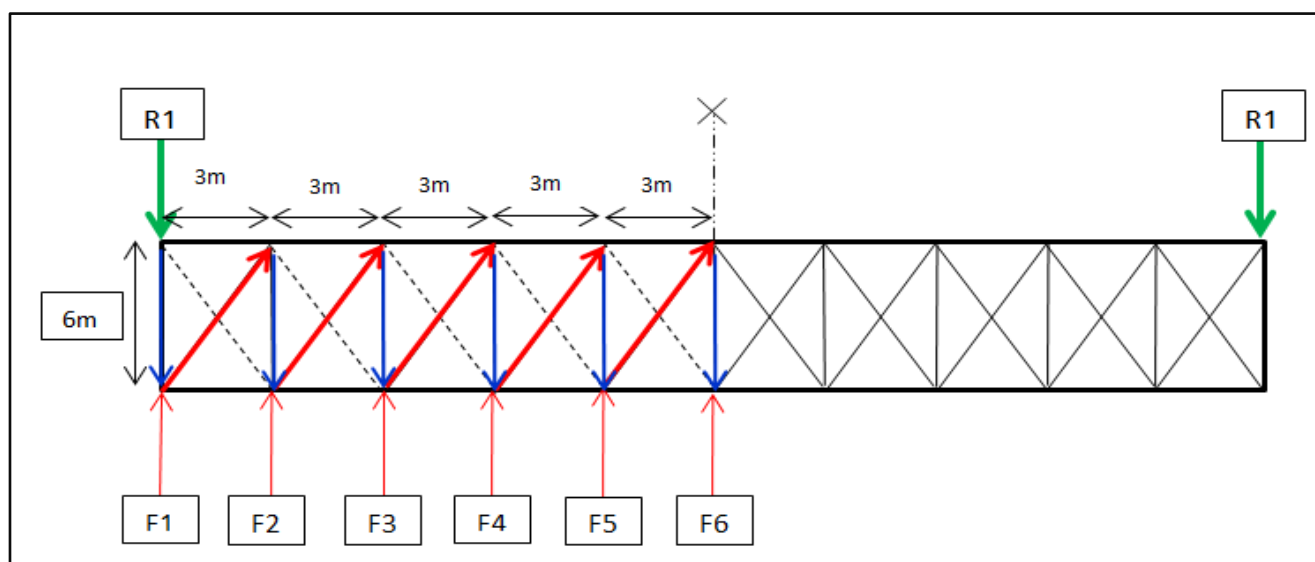


Figure.VIII.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

$$N_{sd} \leq N_{tRd}$$

$$N_{tRd} = \min (N_{pl} ; N_u ; N_{net})$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.02 \times 2750}{1.1} = 47550 \text{ daN}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 18.8 \times 4300}{1.25} = 58471.05 \text{ daN}$$

$$N_{pl} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 18.8}{1.1} = 47000 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 44263.81 \text{ daN} \leq N_{pl} = 47000 \text{ daN}$$

➡ Cornière CAE100\*100\*10 est vérifiée à la traction

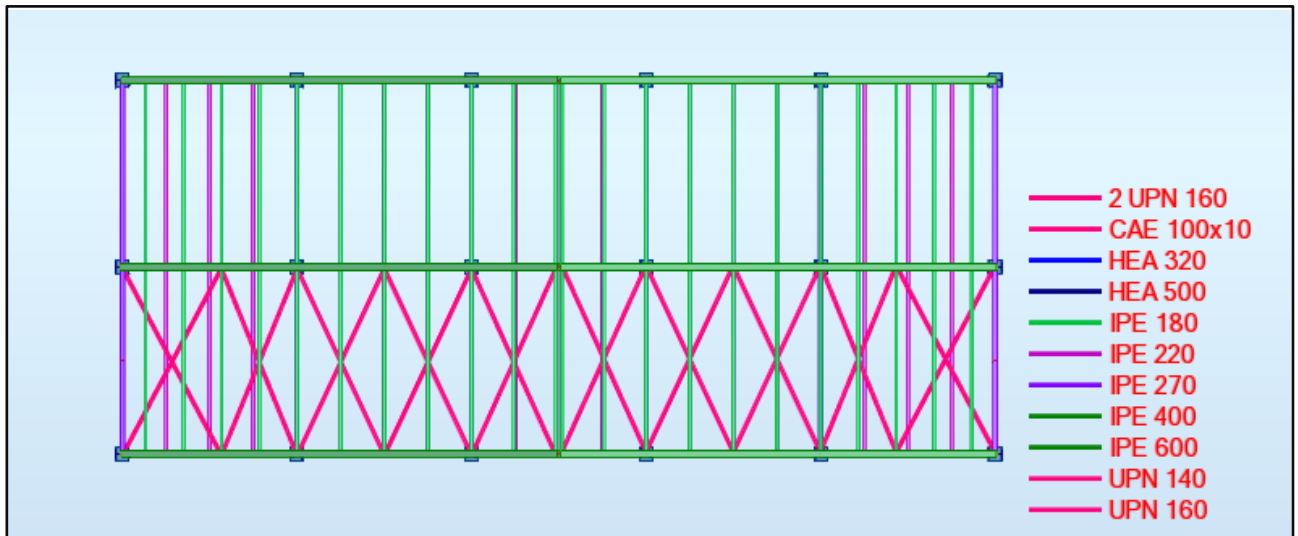


Figure.VIII.4 :distribution des contreventements (bloc administratif).



Figure.VIII.5 :distribution des contreventements (hall de stockage).

### VIII.3. Calcul de la palée de stabilité en long pan :

- **Palé de stabilité en V : (bloc administratif)**

Le palée de stabilité est un contreventement vertical destiné à reprendre les efforts horizontaux sollicitant l'ouvrage.

L'effort horizontal qui agit sur la structure est :

- La Réaction de la poutre au vent
- L'effort sismique.

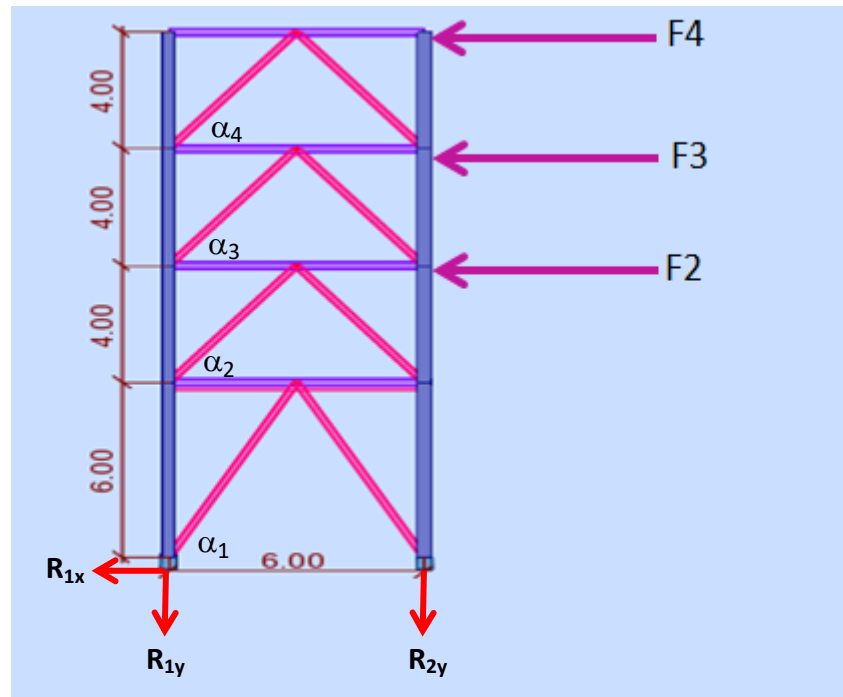


Fig.VIII.1 : Dimensions de la palée de stabilité

#### VIII 3.1. Calcul des angles des diagonales :

$$\tan \alpha_1 = \frac{6}{6} = 1 \quad \longrightarrow \quad \alpha_1 = 45^\circ$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{4}{6} = 0.66 \quad \longrightarrow \quad \alpha_2 = 33.42^\circ$$

$$\tan \alpha_3 = \frac{4}{6} = 0.66 \quad \longrightarrow \quad \alpha_3 = 33.42^\circ$$

$$\tan \alpha_4 = \frac{4}{6} = 0.66 \quad \longrightarrow \quad \alpha_4 = 33.42^\circ$$

#### VIII 3.2. Longueur des diagonales :

$$D_1 = \sqrt{6^2 + 6^2} = 8.48\text{m} \quad D_2 = \sqrt{4^2 + 6^2} = 7.21\text{m}$$

$$D_3 = \sqrt{4^2 + 6^2} = 7.21\text{m} \quad D_4 = \sqrt{4^2 + 6^2} = 7.21\text{m}$$

## VIII.4.Vérification de stabilité :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1845 STABILITE\_1845 POINT: 1

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 G+Q+Ey (1+2+25)\*1.00

MATERIAU:

S 275 ( S 275 ) fy = 27500000.00 daN/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 UPN 160

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=27.30 cm2	Az=24.00 cm2	Ax=48.00 cm2
tw=0.8 cm	Iy=1850.00 cm4	Iz=433.43 cm4	Ix=14.78 cm4
tf=1.1 cm	Wply=276.00 cm3	Wplz=112.32 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>Ed</sub> = 12308.15 daN	My <sub>Ed</sub> = -1.87 daN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 0.04 daN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 0.00 daN
N <sub>c,Rd</sub> = 132000.00 daN	My <sub>pl,Rd</sub> = 7590.00 daN*m		Mz <sub>pl,Rd</sub> = 3088.80 daN*m
	Vy <sub>T,Rd</sub> = 43344.57 daN		
N <sub>b,Rd</sub> = 132000.00 daN	My <sub>c,Rd</sub> = 7590.00 daN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 3088.80 daN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 55.50 daN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 7524.01 daN*m		MN <sub>z,Rd</sub> = 3061.94 daN*m
	Vz <sub>T,Rd</sub> = 38105.12 daN		
			Tt <sub>Ed</sub> = 1.19 daN*m
			Classe de la section = 1

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Profil correct !

## VIII.5.Poutre sablière :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1856 SABLIERE\_1856 POINT: 3

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 G+Q+Ey (1+2+25)\*1.00

**MATERIAU:**S 275 ( S 275 )  $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 140**

$h=13.3 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=14.0 \text{ cm}$	$A_y=26.36 \text{ cm}^2$	$A_z=10.13 \text{ cm}^2$	$A_x=31.42 \text{ cm}^2$
$t_w=0.6 \text{ cm}$	$I_y=1033.13 \text{ cm}^4$	$I_z=389.32 \text{ cm}^4$	$I_x=8.16 \text{ cm}^4$
$t_f=0.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=173.50 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=84.85 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 6141.11 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -34.67 \text{ daN} \cdot \text{m}$	$M_{z,Ed} = 1.12 \text{ daN} \cdot \text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.37 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 86405.00 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = -34.67 \text{ daN} \cdot \text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 1.12 \text{ daN} \cdot \text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 41850.73 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 17496.62 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 4771.25 \text{ daN} \cdot \text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 2333.38 \text{ daN} \cdot \text{m}$	$V_{z,Ed} = -47.85 \text{ daN}$
	$M_{N,y,Rd} = 4771.25 \text{ daN} \cdot \text{m}$		$M_{N,z,Rd} = 2333.38 \text{ daN} \cdot \text{m}$
	$V_{z,T,Rd} = 16079.22 \text{ daN}$		
			$T_{t,Ed} = -0.01 \text{ daN} \cdot \text{m}$
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$L_y = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 1.21$
$L_{cr,y} = 6.00 \text{ m}$	$\chi_y = 0.48$
$\lambda_{m,y} = 104.63$	$\chi_y = 0.59$



en z:

$L_z = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 1.96$
$L_{cr,z} = 6.00 \text{ m}$	$\chi_z = 0.20$
$\lambda_{m,z} = 170.45$	$\chi_z = 1.26$

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0))) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0))) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{m,y} = 104.63 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 170.45 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(\chi_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(\chi_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.36 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPÈRE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/250.00 = 2.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 14 G+W1 (1+3)\*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z,max} = L/2250.00 = 0.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 14 G+W1 (1+3)\*1.00**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):**

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 14 G+W1 (1+3)\*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 14 G+W1 (1+3)\*1.00**Profil correct !!!**



### VIII.5. Conclusion :

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions extérieures, par contre dans l'autre sens la stabilité est assurée par le portique auto stable ordinaire qui fera l'objet d'étude pour le chapitre suivant . Les calculs ont donné les résultats suivants :

- Pour la poutre au vent nous avons des cornières CAE100 × 10
- Pour les palées de stabilité nous avons des 2UPN160
- Sablière HEA140.

# ETUDE PORTIQUE

### IX.1. Introduction

Le but de tout calcul de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique. L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations et climatiques) qui les sollicitent. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage. Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres) elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure. Les moments fléchissant Max, les efforts normaux max, les caractéristiques de poteau sont calculés à l'aide du ROBOT Structural Analyses.

Combinaison	Nom
7 (C)	1.35G+1.5W1
8 (C)	1.35G+1.5W2
9 (C)	1.35G+1.5Q
10 (C)	1.35G+1.5S
11 (C)	G+S
12 (C)	G+Q
13 (C)	G+W1
14 (C)	G+W2
15 (C)	1.35G+1.5*0.9*(Q+W1+S)
16 (C)	1.35G+1.5*0.9*(Q+S+W2)
17 (C)	G-1.5*W1
18 (C)	G-1.5*W2
19 (C)	G+0.9*(Q+S+W1)
20 (C)	G+0.9*(Q+S+W2)
21 (C)	G+0.9*(Q+S+W2)
27 (C) (CQC)	0.8G+Ex
28 (C) (CQC)	0.8G-Ex
29 (C) (CQC)	0.8G+Ey
30 (C) (CQC)	0.8G-Ey
31 (C) (CQC)	G+Q+Ex
32 (C) (CQC)	G+Q+Ey

**Tableau.IX.1** : combinaisons des charges

### **IX.2.Calcul du Portique :**

Le calcul est effectué par le logiciel Robot structural analyse 2016 les notes de calcul sont données par famille, à l'élément le plus sollicité.

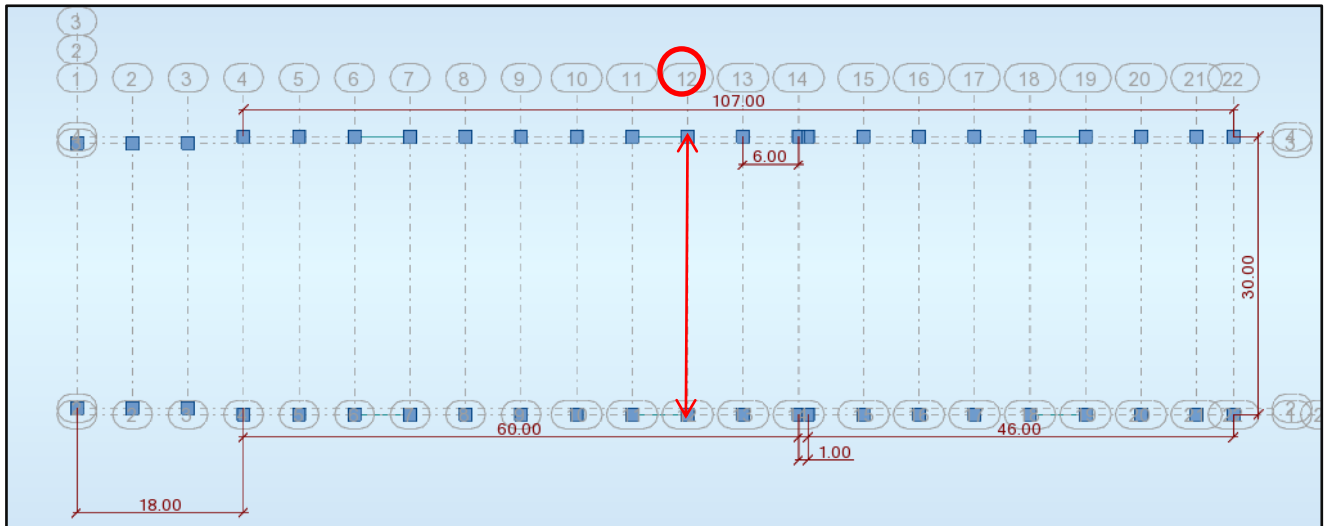


Figure.IX-1 : Vue d’implantation de la structure (hall de stockage)

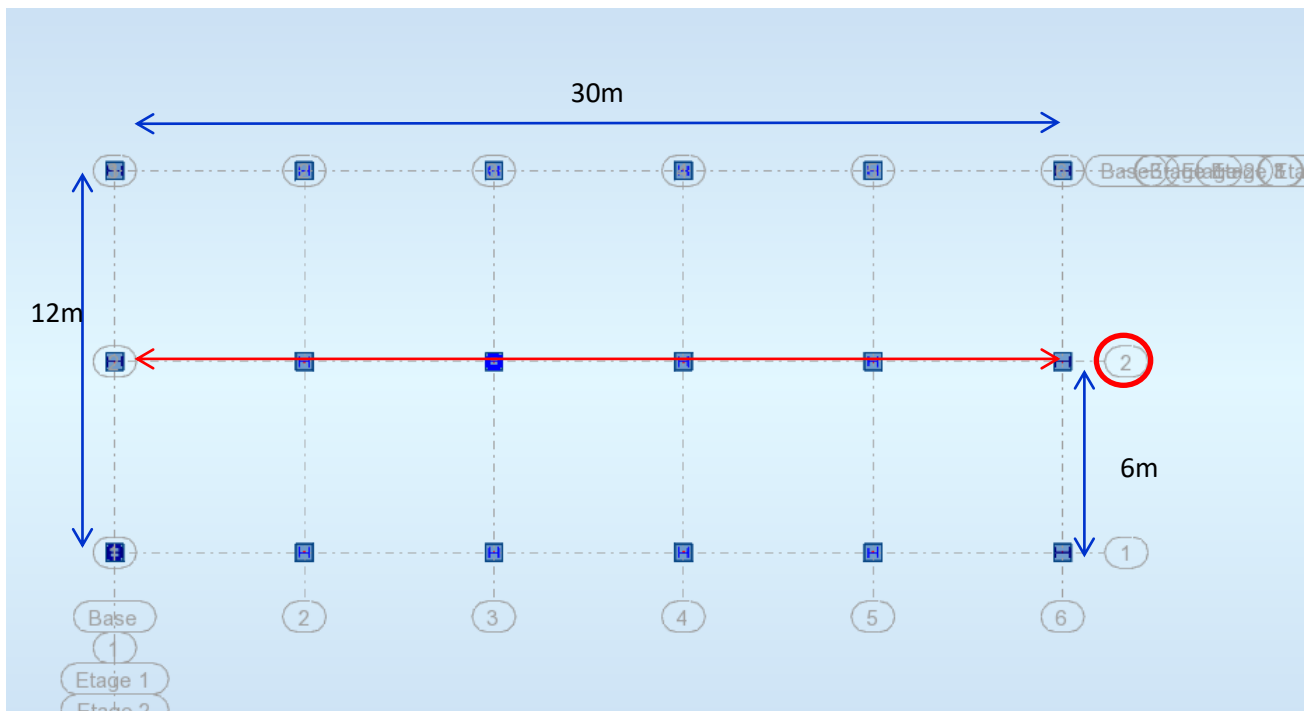


Figure.IX-2 : Vue d’implantation de la structure (bloc administratif)

- Le portique le plus sollicité dans le bloc administratif et celui de la fille « 2 »

**Hall de stockage :****IX.3. Vérification de poteau le plus sollicité de portique principal:****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 90 POTEAUX\_90  
18.00 m**POINT:** 3**COORDONNEE:** x = 1.00 L =**CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif:* 12 G+1.5W1 1\*1.00+3\*1.50**MATERIAU:**S 275 ( S 275 ) fy = 27500000.00 daN/m<sup>2</sup>**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 550**

h=54.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=157.01 cm <sup>2</sup>	Az=83.72 cm <sup>2</sup>	Ax=211.76 cm <sup>2</sup>
tw=1.3 cm	Iy=111932.00 cm <sup>4</sup>	Iz=10819.00 cm <sup>4</sup>	Ix=352.64 cm <sup>4</sup>
tf=2.4 cm	Wply=4621.82 cm <sup>3</sup>	Wplz=1106.90 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = -26894.51 daN	My <sub>Ed</sub> = 102015.88 daN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -1.49 daN*m
	Vy <sub>Ed</sub> = 0.28 daN	
N <sub>t,Rd</sub> = 582340.00 daN	My <sub>pl,Rd</sub> = 127100.05 daN*m	Mz <sub>pl,Rd</sub> = 30439.75
daN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 249245.69 daN	
	My <sub>c,Rd</sub> = 127100.05 daN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 30439.75
daN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 18066.72 daN	
	MN <sub>y,Rd</sub> = 127100.05 daN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 30439.75
daN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 132911.92 daN	
		Tt <sub>Ed</sub> = -0.96 daN*m
		Classe de la section = 1

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.64 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$$v_x = 1.8 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/100.00 = 18.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 14 G+W1 (1+3)\*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/100.00 = 18.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

**Cas de charge décisif:** 14 G+W1 (1+3)\*1.00**Profil correct !!**

des diagonales à la

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 170**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 29 CHARGE SUR PDR /5/ 29/5\*1.00

**MATERIAU:**S 275 ( S 275 )  $f_y = 27500000.00$  daN/m<sup>2</sup>**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 360**

h=35.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=116.66 cm <sup>2</sup>	Az=48.96 cm <sup>2</sup>	Ax=142.76 cm <sup>2</sup>
tw=1.0 cm	Iy=33089.80 cm <sup>4</sup>	Iz=7886.84 cm <sup>4</sup>	Ix=149.41 cm <sup>4</sup>
tf=1.8 cm	Wply=2088.47 cm <sup>3</sup>	Wplz=802.28 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 24559.40 daN	My,Ed = 36686.08 daN*m	Mz,Ed = -356.97 daN*m	Vy,Ed = -23.80 daN
Nc,Rd = 392590.00 daN	My,Ed,max = 36686.08 daN*m		Mz,Ed,max = -356.97 daN*m
	Vy,c,Rd = 185222.63 daN		
Nb,Rd = 129709.18 daN	My,c,Rd = 57432.93 daN*m		Mz,c,Rd = 22062.70 daN*m
	Vz,Ed = -2462.40 daN		
	MN,y,Rd = 57432.93 daN*m		MN,z,Rd = 22062.70 daN*m
	Vz,c,Rd = 77734.44 daN		

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 15.00 m	Lam_y = 1.23
Lcr,y = 16.28 m	Xy = 0.46
Lamy = 106.92	kyy = 0.82



en z:

Lz = 15.00 m	Lam_z = 1.45
Lcr,z = 9.37 m	Xz = 0.33
Lamz = 126.11	kyz = 0.60

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y} = 106.92 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 126.11 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/100.00 = 15.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 16 G+S (1+5)\*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/100.00 = 15.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 14 G+W1 (1+3)\*1.00

**Profil correct !!!****IX.4. Vérification des traverses de portique le plus sollicité:****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 92 TRAVERSE\_92  
14.71 m**POINT:** 1**COORDONNEE:**  $x = 0.97 L =$ **CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif:* 12 G+1.5W1 1\*1.00+3\*1.50**MATERIAU:**S 275 ( S 275 )  $f_y = 27500000.00$  daN/m<sup>2</sup>**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600**

h=60.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=83.60 cm <sup>2</sup>	Az=67.44 cm <sup>2</sup>	Ax=195.50 cm <sup>2</sup>
tw=1.2 cm	Iy=118704.56 cm <sup>4</sup>	Iz=5073.00 cm <sup>4</sup>	Ix=213.68 cm <sup>4</sup>
tf=1.9 cm	Wely=3309.08 cm <sup>3</sup>	Welz=461.18 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -23035.20 daN	My,Ed = -50886.22 daN*m	Mz,Ed = 6.75 daN*m	Vy,Ed = -2.90 daN
Nt,Rd = 537625.00 daN	My,eI,Rd = 90999.62 daN*m		Mz,eI,Rd = 12682.50
daN*m	Vy,T,Rd = 132669.95 daN		
	My,c,Rd = 90999.62 daN*m		Mz,c,Rd = 12682.50
daN*m	Vz,Ed = 2324.53 daN		
			Vz,T,Rd = 107043.35 daN
	Mb,Rd = 88137.17 daN*m		Tt,Ed = 1.32 daN*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 389882.39 daN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.93
Lcr,low=1.47 m	Lam_LT = 0.48	fi,LT = 0.62	XLT,mod = 0.97

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.60 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM_0) = 0.60 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPÈRE LOCAL):**

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 7.6 cm	Vérifié
<i>Cas de charge décisif:</i> 14 G+W1 (1+3)*1.00	
uz = 2.0 cm < uz max = L/200.00 = 7.6 cm	Vérifié
<i>Cas de charge décisif:</i> 14 G+W1 (1+3)*1.00	



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

## Bloc admi:

### IX.5. Vérification de poteau le plus sollicité de portique principal: CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 300

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 31 G+Q+Ex (1+2+23)\*1.00

**MATERIAU:**

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500**

h=49.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=150.74 cm <sup>2</sup>	Az=74.72 cm <sup>2</sup>	Ax=197.54 cm <sup>2</sup>
tw=1.2 cm	Iy=86974.80 cm <sup>4</sup>	Iz=10367.10 cm <sup>4</sup>	Ix=310.27 cm <sup>4</sup>
tf=2.3 cm	Wply=3948.86 cm <sup>3</sup>	Wplz=1058.51 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 72475.02 daN	My,Ed = -40163.00 daN*m	Mz,Ed = 39.83 daN*m	Vy,Ed = 19.37 daN
Nc,Rd = 543235.00 daN	My,Ed,max = -40163.00 daN*m		Mz,Ed,max = -42.56 daN*m
	Vy,T,Rd = 239331.18 daN		
Nb,Rd = 446065.04 daN	My,c,Rd = 108593.65 daN*m		Mz,c,Rd = 29109.03 daN*m
	Vz,Ed = 10154.46 daN		
	MN,y,Rd = 108593.65 daN*m		MN,z,Rd = 29109.03 daN*m
	Vz,T,Rd = 118633.75 daN		
			Tt,Ed = 0.02 daN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.47
Lcr,y = 8.55 m	Xy = 0.93
Lamy = 40.77	kyy = 0.86



en z:

Lz = 6.00 m	Lam_z = 0.63
Lcr,z = 3.97 m	Xz = 0.82
Lamz = 54.79	kyz = 0.37

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0}))) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0}))) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y,Ed} = 40.77 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 54.79 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.33 < 1.00$$



(6.3.3.(4))

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):** $v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/100.00 = 6.0 \text{ cm}$ 

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 12 G+Q (1+2)\*1.00 $v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/100.00 = 6.0 \text{ cm}$ 

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 12 G+Q (1+2)\*1.00**Profil correct !!!****IX.6. Vérification de poteau de plancher le plus sollicité :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 409**POINT:** 1**CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 31 G+Q+Ex (1+2+23)\*1.00**MATERIAU:**ACIER E28  $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 320**

h=31.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=104.12 cm<sup>2</sup>Az=41.14 cm<sup>2</sup>Ax=124.37 cm<sup>2</sup>

tw=0.9 cm

Iy=22928.60 cm<sup>4</sup>Iz=6985.24 cm<sup>4</sup>Ix=108.43 cm<sup>4</sup>

tf=1.6 cm

Wply=1628.09 cm<sup>3</sup>Wplz=709.74 cm<sup>3</sup>**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**N<sub>Ed</sub> = 106828.62 daNM<sub>y,Ed</sub> = -12924.01 daN\*mM<sub>z,Ed</sub> = 18.96 daN\*mV<sub>y,Ed</sub> = 8.91 daNN<sub>c,Rd</sub> = 342017.50 daNM<sub>y,Ed,max</sub> = -12924.01 daN\*mM<sub>z,Ed,max</sub> = -29.71

daN\*m

V<sub>y,T,Rd</sub> = 165312.44 daNN<sub>b,Rd</sub> = 267032.92 daNM<sub>y,c,Rd</sub> = 44772.48 daN\*mM<sub>z,c,Rd</sub> = 19517.85

daN\*m

V<sub>z,Ed</sub> = 3842.47 daN

daN\*m

M<sub>N,y,Rd</sub> = 35231.05 daN\*mM<sub>N,z,Rd</sub> = 19391.70

daN\*m

V<sub>z,T,Rd</sub> = 65310.52 daNT<sub>t,Ed</sub> = 0.00 daN\*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

L<sub>y</sub> = 6.00 mLam<sub>y</sub> = 0.64L<sub>cr,y</sub> = 7.58 mX<sub>y</sub> = 0.81Lam<sub>y</sub> = 55.82k<sub>yy</sub> = 1.07

en z:

L<sub>z</sub> = 6.00 mLam<sub>z</sub> = 0.61L<sub>cr,z</sub> = 3.95 mX<sub>z</sub> = 0.78Lam<sub>z</sub> = 52.77k<sub>yz</sub> = 0.37**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.31 < 1.00 (6.2.4.(1))(M<sub>y,Ed</sub>/M<sub>N,y,Rd</sub>)<sup>2.00</sup> + (M<sub>z,Ed</sub>/M<sub>N,z,Rd</sub>)<sup>1.56</sup> = 0.13 < 1.00 (6.2.9.1.(6))V<sub>y,Ed</sub>/V<sub>y,T,Rd</sub> = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\lambda_{y} = 55.82 < \lambda_{y,max} = 210.00$        $\lambda_{z} = 52.77 < \lambda_{z,max} = 210.00$       STABLE  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.69 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.57 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé



**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/100.00 = 6.0 \text{ cm}$       Vérifié  
**Cas de charge décisif:** 12 G+Q (1+2)\*1.00  
 $v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/100.00 = 6.0 \text{ cm}$       Vérifié  
**Cas de charge décisif:** 12 G+Q (1+2)\*1.00

**Profil correct !!!**

**IX.7. Vérification des traverses de portique le plus sollicité:**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 10 TRAVERSE\_10

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

**Cas de charge décisif:** 10 1.35G+1.5S 1\*1.35+5\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E28       $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600**

h=60.0 cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
b=22.0 cm	$A_y=94.30 \text{ cm}^2$	$A_z=83.78 \text{ cm}^2$	$A_x=155.98 \text{ cm}^2$
tw=1.2 cm	$I_y=92083.50 \text{ cm}^4$	$I_z=3387.34 \text{ cm}^4$	$I_x=166.12 \text{ cm}^4$
tf=1.9 cm	$W_{ply}=3512.40 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=485.65 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{Ed} = 13317.75 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -26119.55 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -2.03 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 1.95 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 428945.00 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = -26119.55 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 9.78 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 149651.68 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 428945.00 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 96591.00 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$M_{z,c,Rd} = 13355.38$
$\text{daN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 5961.81 \text{ daN}$		
	$MN_{y,Rd} = 96591.00 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$MN_{z,Rd} = 13355.38$
$\text{daN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 132979.52 \text{ daN}$		
	$M_{b,Rd} = 27695.58 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$Tt_{Ed} = 1.61 \text{ daN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$        $M_{cr} = 30953.87 \text{ daN}\cdot\text{m}$       Courbe,LT -       $X_{LT} = 0.29$

Lcr,low=15.21 m

Lam\_LT = 1.77

fi,LT = 2.19

XLT,mod = 0.29

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.94 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 7.6 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 11 \text{ G+S } (1+5) \cdot 1.00$$

$$u_z = 0.4 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 7.6 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 11 \text{ G+S } (1+5) \cdot 1.00$$

**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****IX.8. Conclusion :**

L'étude que nous avons effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer les poteaux et poutres qui sont capables de résister à leurs poids propres respectifs et à tous les efforts extrêmes auxquels ils sont soumis sous les combinaisons les plus défavorables. Les profilés retenus après vérifications sont :

**Bloc administratif :**

- Les poteaux de plancher: HEA320
- Les poteaux de portiques : HEA500
- Les traverses : IPE600

**Hall de stockage :**

- Les poteaux de portiques : HEA550
- Les poteaux estacades: HEA360
- Les traverses : IPE600

# **ETUDE DES ASSEMBLAGES**

## X.1. Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes et généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration, etc...) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires. Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage).
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, travers...).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

## X.2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

## X.3. calcul des assemblages :

### Bloc administratif :

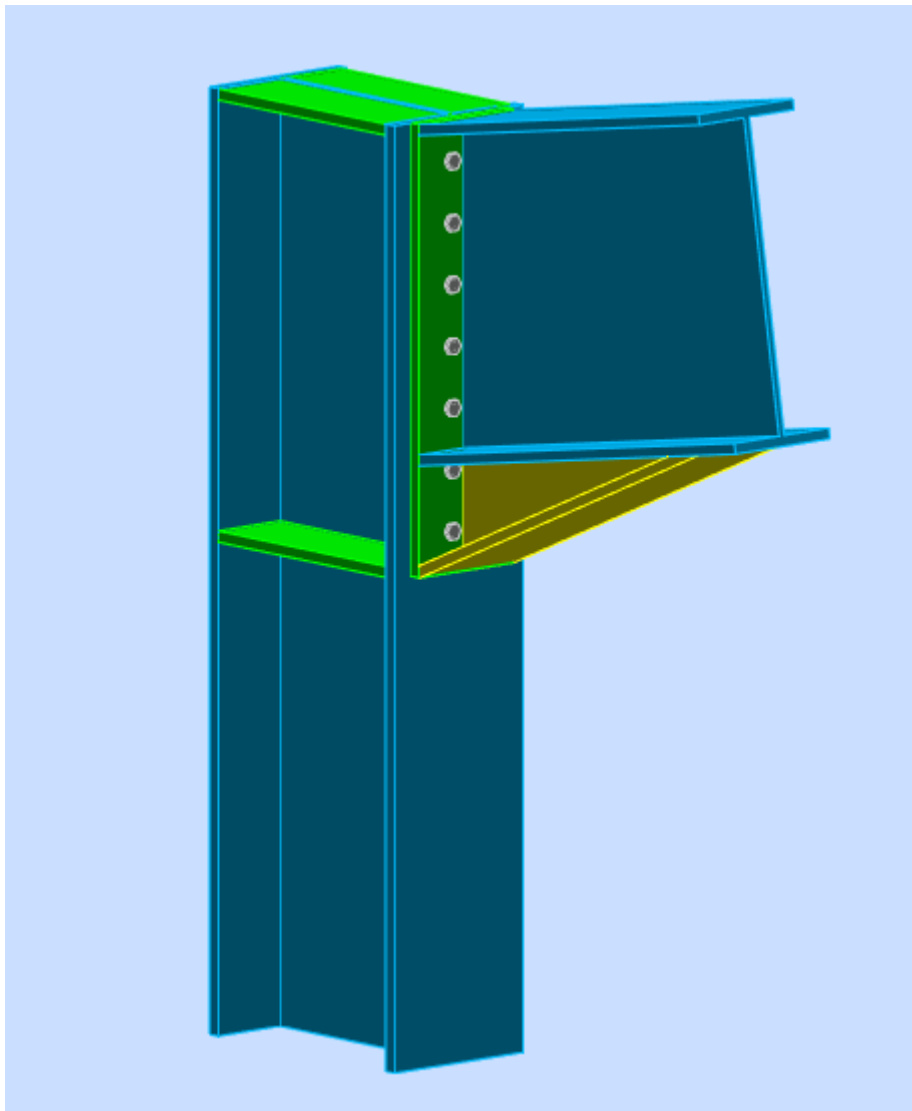
- Traverse IPE600 - Traverse IPE600
- Poteaux HEA500 – Traverse IPE600
- Poteaux HEA500– Poutre principale IPE400.
- Ancrage pied de poteau HEA500
- Ancrage pied de poteau plancher HEA320
- Poutre secondaire IPE270– Poutre principale IPE400
- Poteaux HEA500– Poutre secondaire IPE270.

**Hall de stockage :**

- Ancrage pied de poteau HEA550
- Ancrage pied de poteau estacade HEA360
- Traverse IPE600 - Traverse IPE600
- Traverse HEA550 – Sablière HEA140
- Poteaux HEA550 – Traverse IPE600

**Block administratif :**

## X.4.Assemblage Poteaux HEA500 – Traverse IPE600 :

**Figure.X. 1 :** vue de l'assemblage poteau HEA500-traverseIPE600



## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 500

Barre N°: 418

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance

### POUTRE

Profilé: IPE 600

Barre N°: 10

$\alpha = 9,5$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 13564,80$  [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 7$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 74$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 70$  [mm]

Entraxe  $p_i = 110;110;110;110;110;110$  [mm]

### PLATINE

$h_p = 808$  [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 220$  [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine



Matériau: ACIER E28

$f_{yp} = 275,00$  [MPa] Résistance

### JARRET INFERIEUR

$w_d = 220$  [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 20$  [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 200$  [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 750$  [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 23,6$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} = 275,00$  [MPa] Résistance

### RAIDISSEUR POTEAU

#### Supérieur

$h_{su} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 20$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275,00$  [MPa] Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 20$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275,00$  [MPa] Résistance

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 9$  [mm] Soudure âme

$a_f = 14$  [mm] Soudure semelle

$a_s = 9$  [mm] Soudure du raidisseur

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS****Etat limite: ultime**

Cas:	10: 1.35G+1.5S	1*1.35+5*1.50
$M_{b1,Ed} =$	26119,55	[daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	8070,11	[daN] Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-12156,43	[daN] Effort axial dans la poutre droite

**RESULTATS****RESISTANCES DE LA POUTRE**

$N_{cb,Rd} =$	428945,00	[daN] Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} =$	171123,73	[daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	<b>vérifié</b>	(0,05)
$M_{b,pl,Rd} =$	96591,00	[daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	128631,4	[daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	163293,4	[daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} =$	151250,0	[daN] Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

**RESISTANCES DU POTEAU**

$V_{wp,Ed} =$	45191,15	[daN] Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} =$	111633,64	[daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,40 < 1,00$	vérifié	(0,40)
$F_{c,wc,Rd} = 234111,62$ [daN]	Résistance de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp} = 233930,01$ [daN]	Résistance de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(1)]

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION**

$N_{j,Rd} = 302500,00$  [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
---------------------------------	---------------	---------	--------

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION****TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	723	15288,23	27129,60	15288,23	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66
2	613	12963,39	27129,60	15288,23	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66
3	503	10638,54	27129,60	15288,23	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66
4	393	8313,70	27129,60	15288,23	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66
5	283	5988,86	27129,60	15288,23	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66
6	173	3664,02	27129,60	15288,23	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66
7	63	1339,17	27129,60	15288,23	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$** 

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$M_{j,Rd} = 30052,64$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,87 < 1,00$	vérifié	(0,87)
---------------------------------	---------------	---------	--------

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd} = 120196,20$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)
---------------------------------	---------------	---------	--------

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$111,41 < 381,18$	vérifié	(0,29)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$107,16 < 381,18$	vérifié	(0,28)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	$55,71 < 291,60$	vérifié	(0,19)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

$S_{j,ini} = 11381222,94$  [daN\*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_j = 5561833,03$  [daN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

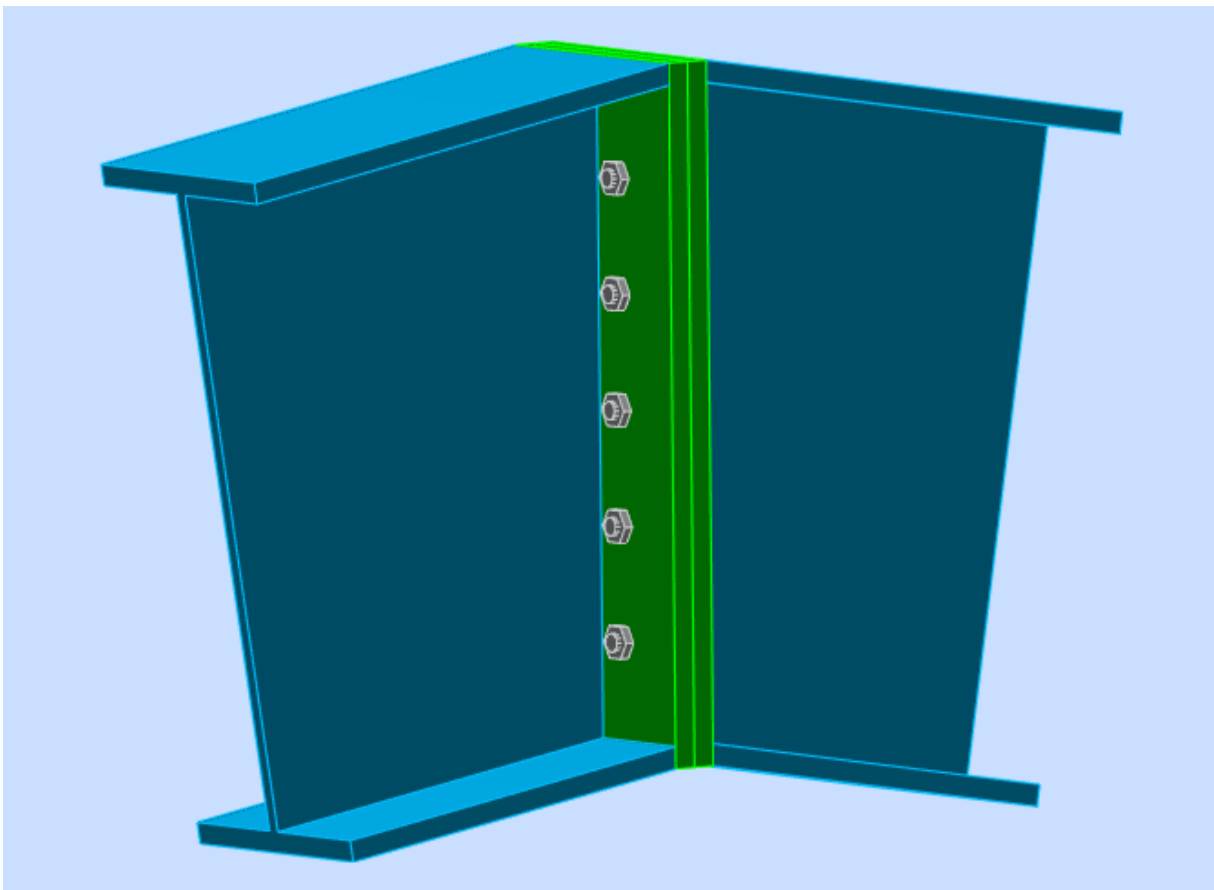
$S_{j,rig} = 10173027,75$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 635814,23$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

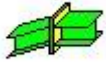
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,87

**X .5. Assemblage Traverse IPE600 - Traverse IPE600 :**

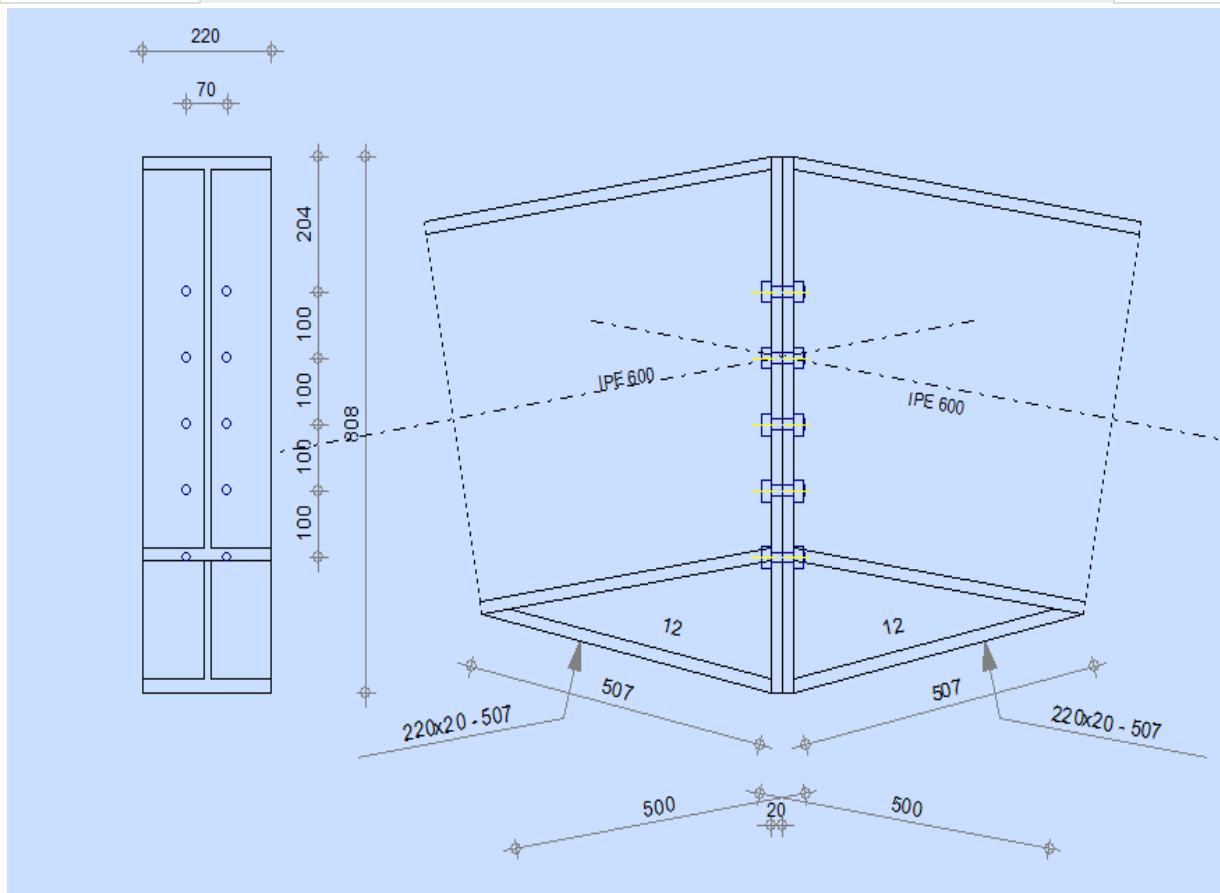
**Figure.X. 2 :** vue de l'assemblage traverse IPE600-traverse IPE600



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

**Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre**

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio  
0,17**GENERAL**

Assemblage N°: 10

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Noeud de la structure: 14

Barres de la structure: 9, 10

**GEOMETRIE****GAUCHE**

**POUTRE**

Profilé: IPE 600

Barre N°: 9

 $\alpha = -170,5$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance**DROITE****POUTRE**

Profilé: IPE 600

Barre N°: 10

 $\alpha = -9,5$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance**BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

 $d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

 $F_{tRd} = 13564,80$  [daN] Résistance du boulon à la traction $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons $n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons $h_1 = 204$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'aboutEcartement  $e_i = 70$  [mm]Entraxe  $p_i = 100;100;100;100$  [mm]**PLATINE** $h_{pr} = 808$  [mm] Hauteur de la platine $b_{pr} = 220$  [mm] Largeur de la platine $t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$$f_{ypr} = 275,00 \text{ [MPa] Résistance}$$

### JARRET INFERIEUR

$$w_{rd} = 220 \text{ [mm] Largeur de la platine}$$

$$t_{frd} = 20 \text{ [mm] Epaisseur de l'aile}$$

$$h_{rd} = 200 \text{ [mm] Hauteur de la platine}$$

$$t_{wrd} = 12 \text{ [mm] Epaisseur de l'âme}$$

$$l_{rd} = 500 \text{ [mm] Longueur de la platine}$$

$$\alpha_d = 13,4 \text{ [Deg] Angle d'inclinaison}$$

Matériau: ACIER

$$f_{ybu} = 235,00 \text{ [MPa] Résistance}$$

### SOUDURES D'ANGLE

$$a_w = 9 \text{ [mm] Soudure âme}$$

$$a_r = 14 \text{ [mm] Soudure semelle}$$

$$a_{rd} = 5 \text{ [mm] Soudure horizontale}$$

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M1} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M3} = 1,10 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

### EFFORTS

Etat limite: ultime

$$\text{Cas: } 30: 0.8G-Ey \quad 1*0.80+24*-1.00$$

$$M_{b1,Ed} = -6627,52 \text{ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite}$$

$$V_{b1,Ed} = 1060,18 \text{ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite}$$

$$N_{b1,Ed} = -3150,05 \text{ [daN] Effort axial dans la poutre droite}$$

### RESULTATS

#### RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{cb,Rd} = 428945,00$  [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

$V_{cb,Rd} = 171123,73$  [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,01 < 1,00$  vérifié (0,01)  
é

$M_{b,pl,Rd} = 96591,00$  [daN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 126062,00$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 159903,31$  [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 151250,00$  [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION**

$N_{j,Rd} = 302500,00$  [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,01 < 1,00$  vérifié (0,01)

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION**

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	595	27129,60	-	-	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66
2	495	22566,22	-	-	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66
3	395	18002,85	-	-	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66
4	295	13439,47	-	-	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66
5	195	8876,09	-	-	27129,60	39017,50	27129,60	58629,66

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 40074,63$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,17 < 1,00$  vérifié (0,17)

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd} = 103221,68$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,01 < 1,00$  vérifié (0,01)



**RESISTANCE DES SOUDURES**

$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3^*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w^*\gamma_{M2})$	28,16 < 381,18	vérifié	(0,07)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w^*\gamma_{M2})$	27,14 < 381,18	vérifié	(0,07)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	14,08 < 291,60	vérifié	(0,05)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

$S_{j,ini} = 70879341,25$  [daN\*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_j = 70879341,25$  [daN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

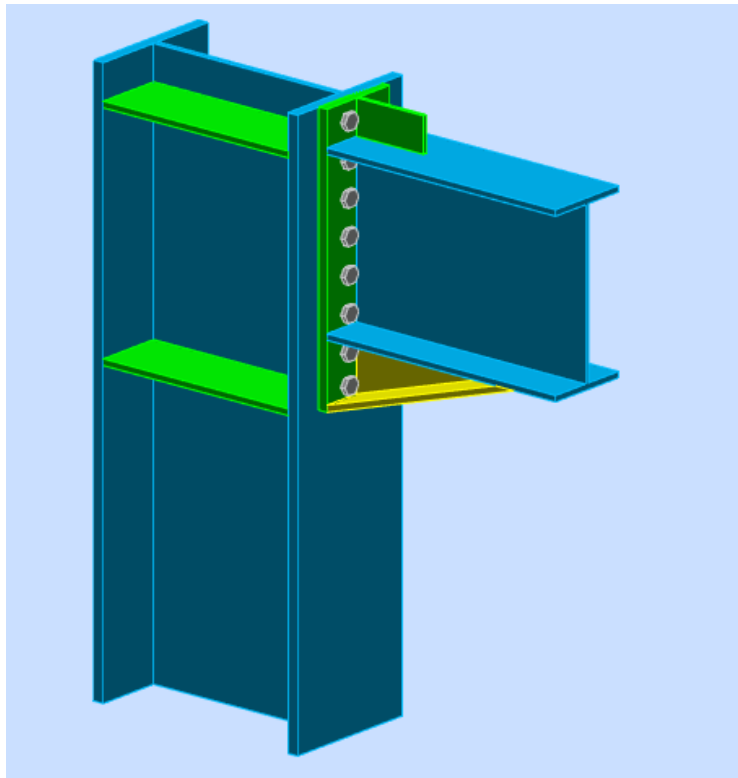
$S_{j,rig} = 10173027,75$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 635814,23$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,17

**X.6. Assemblage Poteaux HEA500– Poutre principale IPE400 :**

**Figure.X. 3 :** vue de l'assemblage Poteau HEA500-Poutre principal IPE400



**POTEAU**

Profilé: HEA 500

Barre N°: 397

 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance**POUTRE**

Profilé: IPE 400

Barre N°: 40

 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance**BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

 $d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

 $F_{TRd} = 21168,00$  [daN] Résistance du boulon à la traction $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons $n_v = 8$  Nombre de rangées des boulons $h_1 = 40$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'aboutEcartement  $e_i = 60$  [mm]Entraxe  $p_i = 80; 80; 80; 80; 80; 80; 70$  [mm]**PLATINE** $h_p = 630$  [mm] Hauteur de la platine $b_p = 180$  [mm] Largeur de la platine $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

 $f_{yp} = 275,00$  [MPa] Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$w_d =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	150	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	450	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	18,4	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} =$  275,00 [MPa] Résistance

**RAIDISSEUR SUPERIEUR**

$h_u =$	80	[mm]	Hauteur du raidisseur
$t_{wu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur vertical
$l_u =$	160	[mm]	Longueur du raidisseur vertical

Matériau: ACIER E28

$f_{yu} =$  275,00 [MPa] Résistance

**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur**

$h_{su} =$	444	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	14	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} =$  275,00 [MPa] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} =$	444	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	14	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} =$  275,00 [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w =$	14	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	20	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	24	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS****Etat limite: ultime**

Cas:	31: G+Q+Ex (1+2+23) *1.00
$M_{b1,Ed} =$	30656,62 [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	17934,50 [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-0,03 [daN] Effort axial dans la poutre droite

**RESULTATS****RESISTANCES DE LA POUTRE**

$N_{cb,Rd} =$	232265,00 [daN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} =$	101758,13 [daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq$	1,0	0,18 < 1,00	<b>vérifié</b> (0,18)
$M_{b,pl,Rd} =$	35946,63 [daN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	53532,88 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	99898,76 [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} =$	104332,97 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

**RESISTANCES DU POTEAU**

$V_{wp,Ed} = 58855,62$  [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 112350,06$  [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,52 < 1,00$  **vérifié** (0,52)

$F_{c,wc,Rd} = 187266,39$  [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wc,Rd,upp} = 187183,00$  [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION**

$N_{j,Rd} = 208665,93$  [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  **vérifié** (0,00)

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION****TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	583	42336,00	-	-	42336,00	-	42336,00	73287,07
2	503	4974,39	42336,00	4974,39	42336,00	14652,90	42336,00	73287,07
3	423	4974,39	42336,00	4974,39	42336,00	14652,90	42336,00	73287,07
4	343	4974,39	42336,00	4974,39	42336,00	14652,90	42336,00	73287,07
5	263	4974,39	42336,00	4974,39	42336,00	14652,90	42336,00	73287,07
6	183	4974,39	42336,00	4974,39	42336,00	14652,90	42336,00	73287,07
7	103	4974,39	42336,00	4974,39	42336,00	14652,90	42336,00	73287,07
8	33	322,85	42336,00	4974,39	42336,00	14652,90	42336,00	73287,07

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$** 

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$M_{j,Rd} = 33708,52$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,91 < 1,00$  **vérifié** (0,91)

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd} = 233686,02$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,08 < 1,00$  **vérifié** (0,08)

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3^*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w^*\gamma_{M2})$	124,76 < 381,18	vérifié	(0,33)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w^*\gamma_{M2})$	126,40 < 381,18	vérifié	(0,33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	62,38 < 291,60	vérifié	(0,21)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

$S_{j,ini} = \infty$  Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_j = \infty$  Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

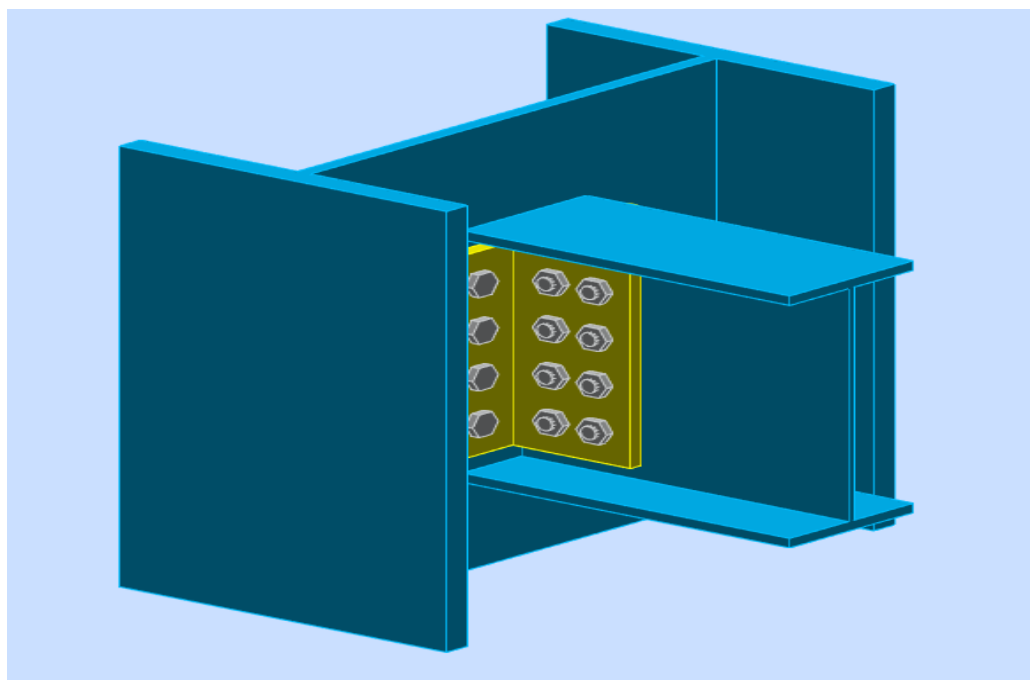
**Classification de l'assemblage par rigidité.**

$S_{j,rig} = 6475952,00$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 404747,00$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,91

**X.7. Assemblage Poteaux HEA500– Poutre Secondaire IPE270 :**

**Figure.X. 4 :** vue de l'assemblage Poteau HEA500-Poutre secondaire IPE270

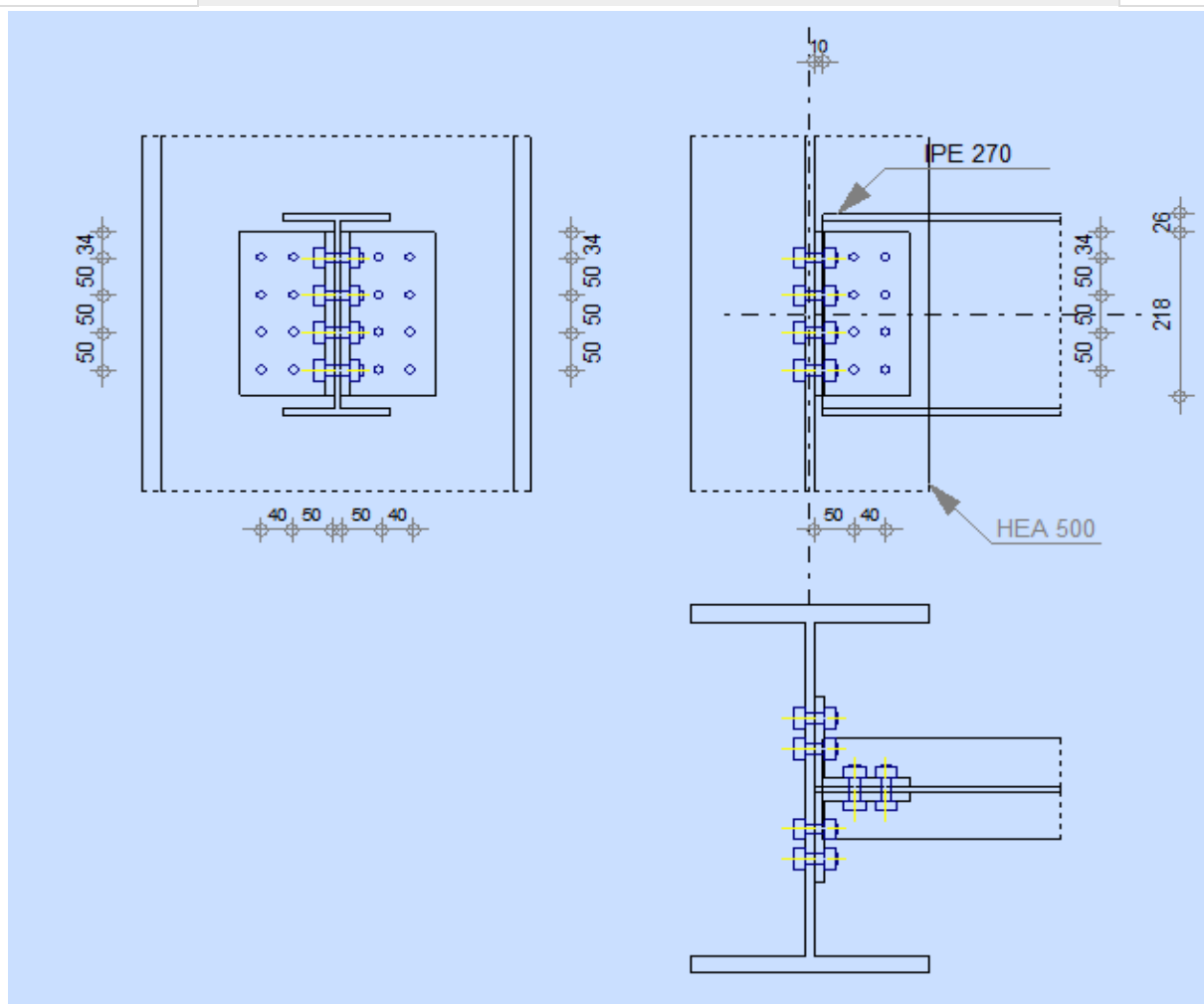


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

**Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)**

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio  
0,95**GENERAL**

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)  
 Noeud de la structure: 45  
 Barres de la structure: 239, 100

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: HEA 500  
 Barre N°: 239  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul

**POUTRE**

Profilé: IPE 270



Profilé: IPE 270  
 Barre N°: 100  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{db} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul

### CORNIERE

Profilé: CAE 120x12  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{dk} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul

### BOULONS

#### **BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon  
 $d = 14$  [mm] Diamètre du boulon  
 $k = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $w = 4$  Nombre de rangées des boulons

#### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon  
 $d = 14$  [mm] Diamètre du boulon  
 $k = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $w = 4$  Nombre de rangées des boulons

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### EFFORTS

Cas: 30: 0.8G-Ey 1\*0.80+24\*-1.00

$N_{b,Ed} = 32716,40$  [daN] Effort axial  
 $V_{b,Ed} = 340,23$  [daN] Effort tranchant  
 $M_{b,Ed} = -0,01$  [daN\*m] Moment fléchissant

### RESULTATS

#### **BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

##### **FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE**

$F_{x,Ed} = 33,16$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		
$F_{z,Ed} = 30,11$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		
$F_{Ed} = 44,79$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 8694,00$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 8362,37$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$33,16 < 8694,00$	vérifié	(0,00)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$30,11 < 8362,37$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$30,11 < 4433,42$	vérifié	(0,01)

##### **Traction des boulons**

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$2079,15 < 4968,00$	vérifié	(0,42)
--------------------------	---------------------	---------	--------

##### **Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$$F_{v,Ed} = 44,79 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}]^2 + [F_{z,Ed}]^2}$$

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,31 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,31)$$

### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

#### FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

$$F_{x,Ed} = 4158,30 \text{ [daN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x}$$

$$F_{z,Ed} = 60,86 \text{ [daN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z}$$

$$F_{Ed} = 4158,74 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{Rdx} = 4781,70 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{Rdz} = 5241,85 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 4158,30 < 4781,70 \quad \text{vérifié} \quad (0,87)$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 60,86 < 5241,85 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 60,86 < 8866,83 \quad \text{vérifié} \quad (0,47)$$

### VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

#### CORNIERE

$$V_{effRd} = 58923,93 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (2)]$$

$$|0.5 \cdot N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |16358,20| < 58923,93 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

#### POUTRE

$$V_{effRd} = 34503,94 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (2)]$$

$$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |32716,40| < 34503,94 \quad \text{vérifié} \quad (0,95)$$

### VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

#### CORNIERE

$$V_{effRd} = 34288,11 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |170,11| < 34288,11 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

#### POUTRE

$$V_{effRd} = 22652,18 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |340,23| < 22652,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$0.9 \cdot (A_t/A_{t,net}) \leq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 1,24 > 0,80 \quad \text{vérifié}$$

$$(f_y/f_u) \cdot A_v \leq A_{v,net} \quad 2616,00 > 1896,00 \quad \text{non vérifié}$$

$$V_{pl,Rd} = 41534,58 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad [6.2.6 (2)]$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |170,11| < 41534,58 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 17,82 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 13,86 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,70 < 0,85$$

$$W_{net} = 72,40 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 1991,08 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

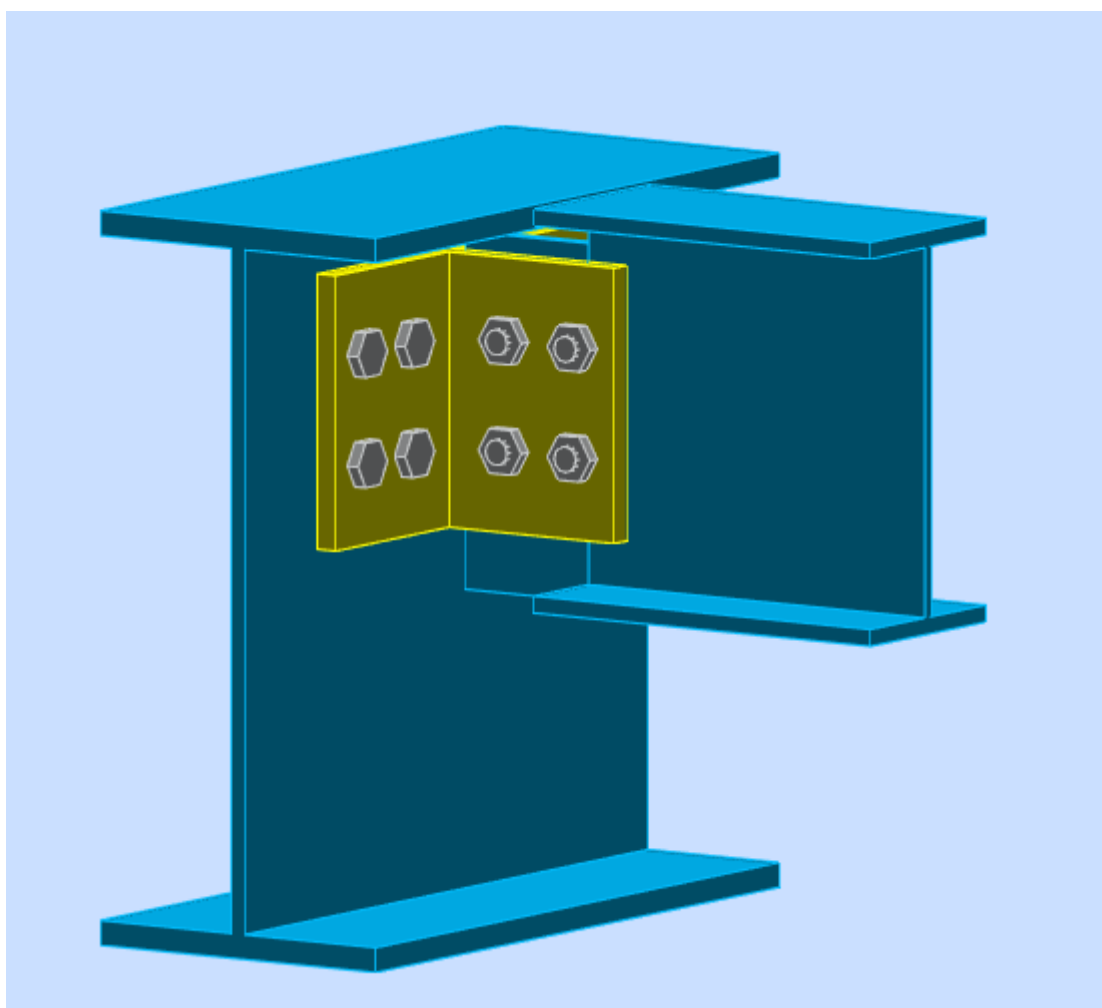
$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |25,85| < 1991,08 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$A_v =$	17,82 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	13,86 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} =$	28293,05 [daN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	340,23  < 28293,05	<b>vérifié</b>	(0,01)

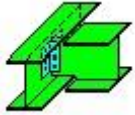
**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,95

### X.8. Assemblage Poutre secondaire IPE270– Poutre principal IPE400 :



**Figure.X. 5 :** vue de l'assemblage Poutre principal IPE400-Solive IPE220

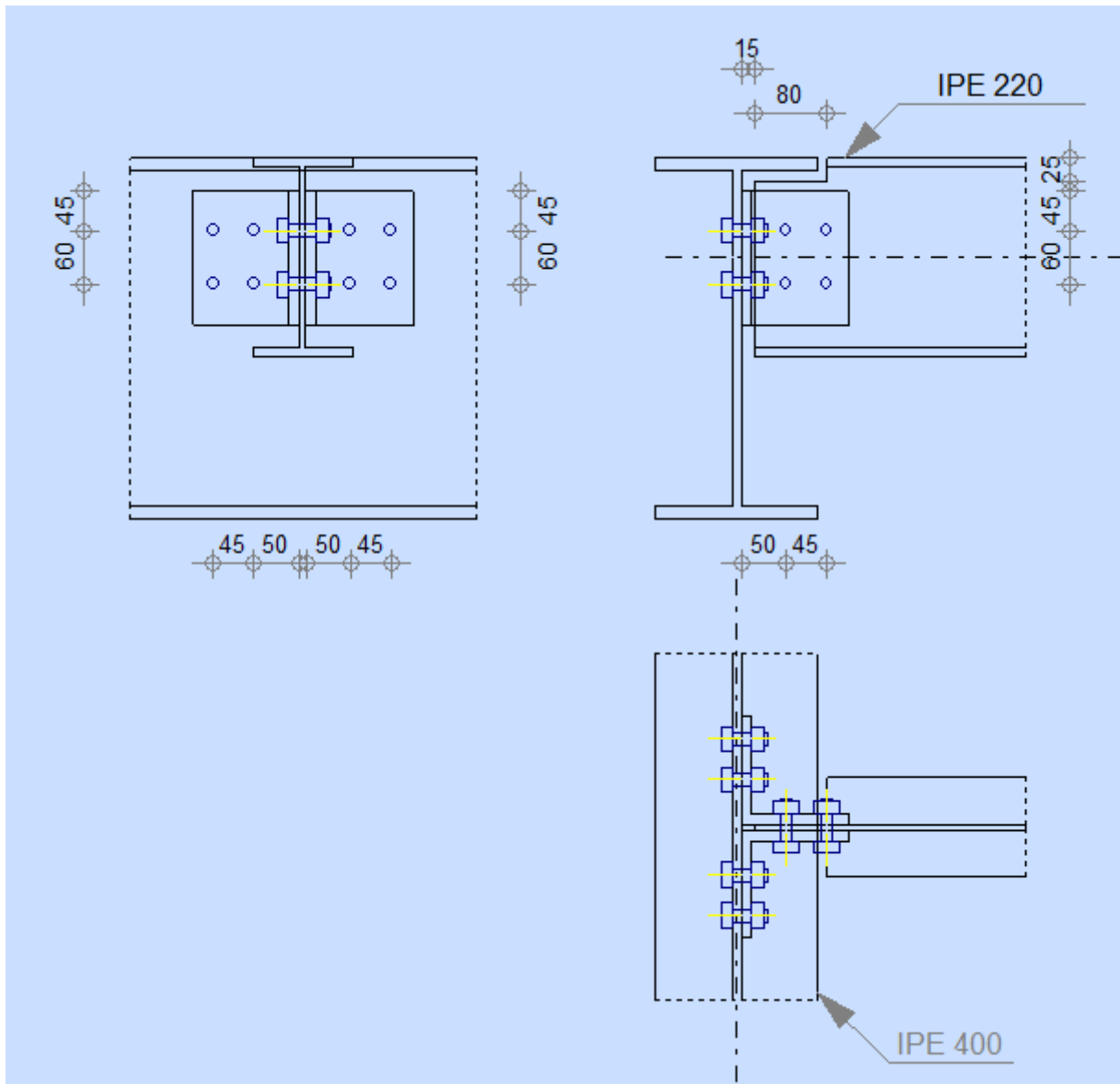


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

**Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)**

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio  
0,43**GENERAL**

Assemblage N°: 4  
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)  
 Noeud de la structure: 118  
 Barres de la structure: 39, 130

**GEOMETRIE****POUTRE PRINCIPALE**

Profilé: IPE 400  
 Barre N°: 39

Profilé: IPE 400  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yg} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul

### POUTRE

Profilé: IPE 220  
 Barre N°: 130  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{db} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul

### ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 25$  [mm] Encoche supérieur  
 $h_2 = 0$  [mm] Encoche inférieure  
 $l = 80$  [mm] Longueur de l'encoche

### CORNIERE

Profilé: CAE 120x12  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{dk} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul

### BOULONS

#### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon  
 $d = 14$  [mm] Diamètre du boulon  
 $k = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $w = 2$  Nombre de rangées des boulons

#### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon  
 $d = 14$  [mm] Diamètre du boulon  
 $k = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $w = 2$  Nombre de rangées des boulons

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### EFFORTS

Cas: 9: 1.35G+1.5Q 1\*1.35+2\*1.50

$N_{b,Ed} = -0,00$  [daN] Effort axial  
 $V_{b,Ed} = 5221,84$  [daN] Effort tranchant  
 $M_{b,Ed} = 0,00$  [daN\*m] Moment fléchissant

### RESULTATS

#### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

**FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE**

$F_{x,Ed} = 1050,63$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		
$F_{z,Ed} = 1440,71$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		
$F_{Ed} = 1783,11$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 7314,30$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 9752,40$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$1050,63 < 7314,30$	vérifié	(0,14)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$1440,71 < 9752,40$	vérifié	(0,15)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$1440,71 < 5911,22$	vérifié	(0,30)

**Traction des boulons**

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$1069,43 < 6624,00$	vérifié	(0,16)
--------------------------	---------------------	---------	--------

**Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$F_{v,Ed} = 1783,11$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$	
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,42 < 1,00$	vérifié	(0,42)

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE****FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE**

$F_{x,Ed} = 2138,87$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		
$F_{z,Ed} = 2909,61$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		
$F_{Ed} = 3611,18$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 5017,95$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 6690,60$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$2138,87 < 5017,95$	vérifié	(0,43)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$2909,61 < 6690,60$	vérifié	(0,43)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$2909,61 < 8866,83$	vérifié	(0,41)

**VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)****CORNIERE**

$V_{effRd} = 24952,36$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 2610,92  < 24952,36$	vérifié	(0,10)

**POUTRE**

$V_{effRd} = 14160,80$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 5221,84  < 14160,80$	vérifié	(0,37)

**VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$0.9 \cdot (A_t/A_{t,net}) \leq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$1,13 > 0,80$	vérifié	
$(f_y/f_u) \cdot A_v \leq A_{v,net}$	$1800,00 > 1440,00$	non vérifié	
$V_{pl,Rd} = 28578,84$ [daN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		[6.2.6 (2)]
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 2610,92  < 28578,84$	vérifié	(0,09)

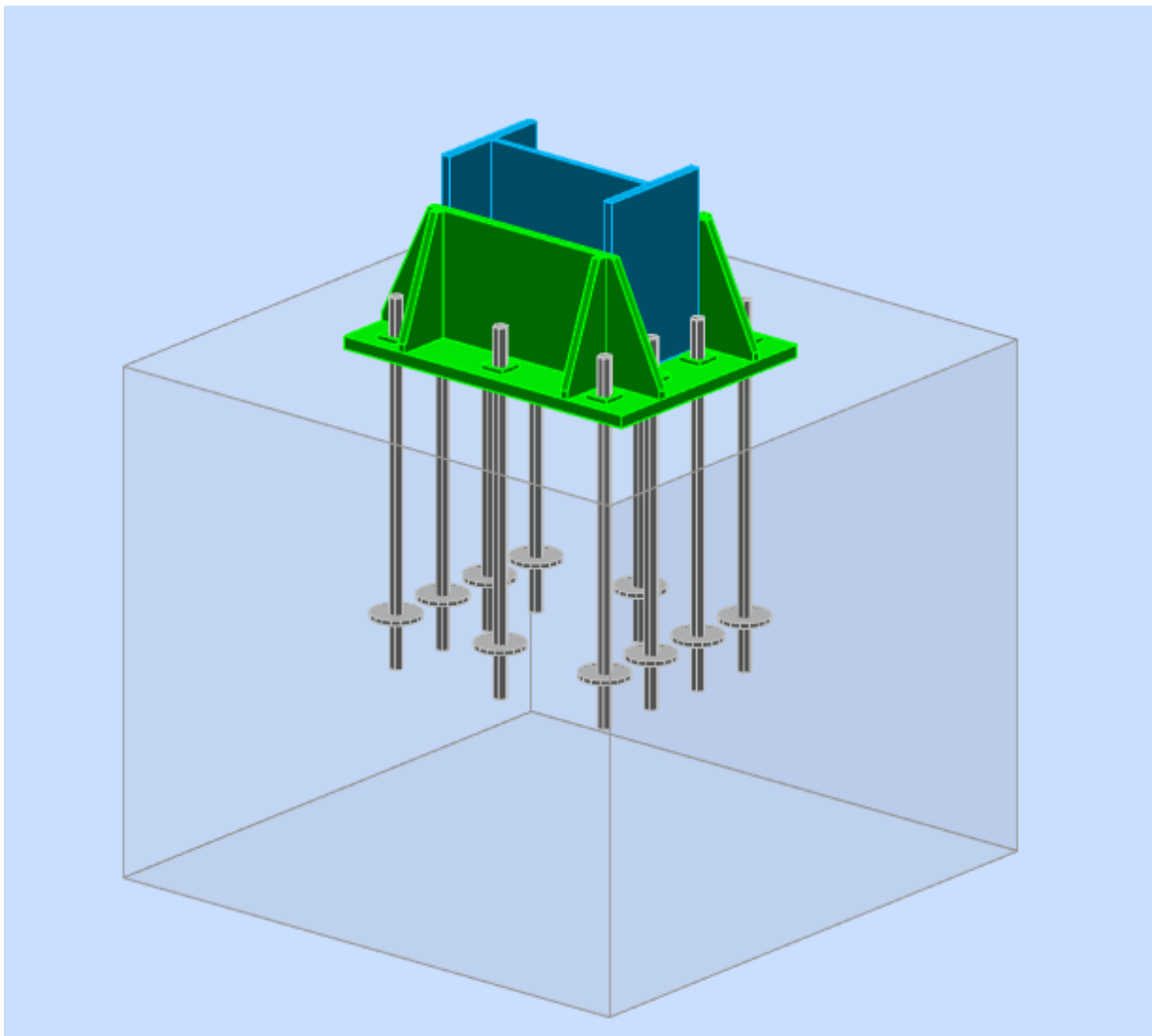
**VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$A_t = 5,75$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 4,87$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,76 < 0,85$		
$W_{net} = 36,29$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 998,04$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$	
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 401,04  < 998,04$	vérifié	(0,40)

$A_v = 11,51$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} = 9,73$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} = 18266,64$ [daN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 5221,84  < 18266,64$ <b>vérifié</b>	(0,29)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,43

### X.9. Ancrage pied de Poteau HEA500 :



**Figure.X. 6 :** vue de l'Ancrage pied de Poteau HEA500

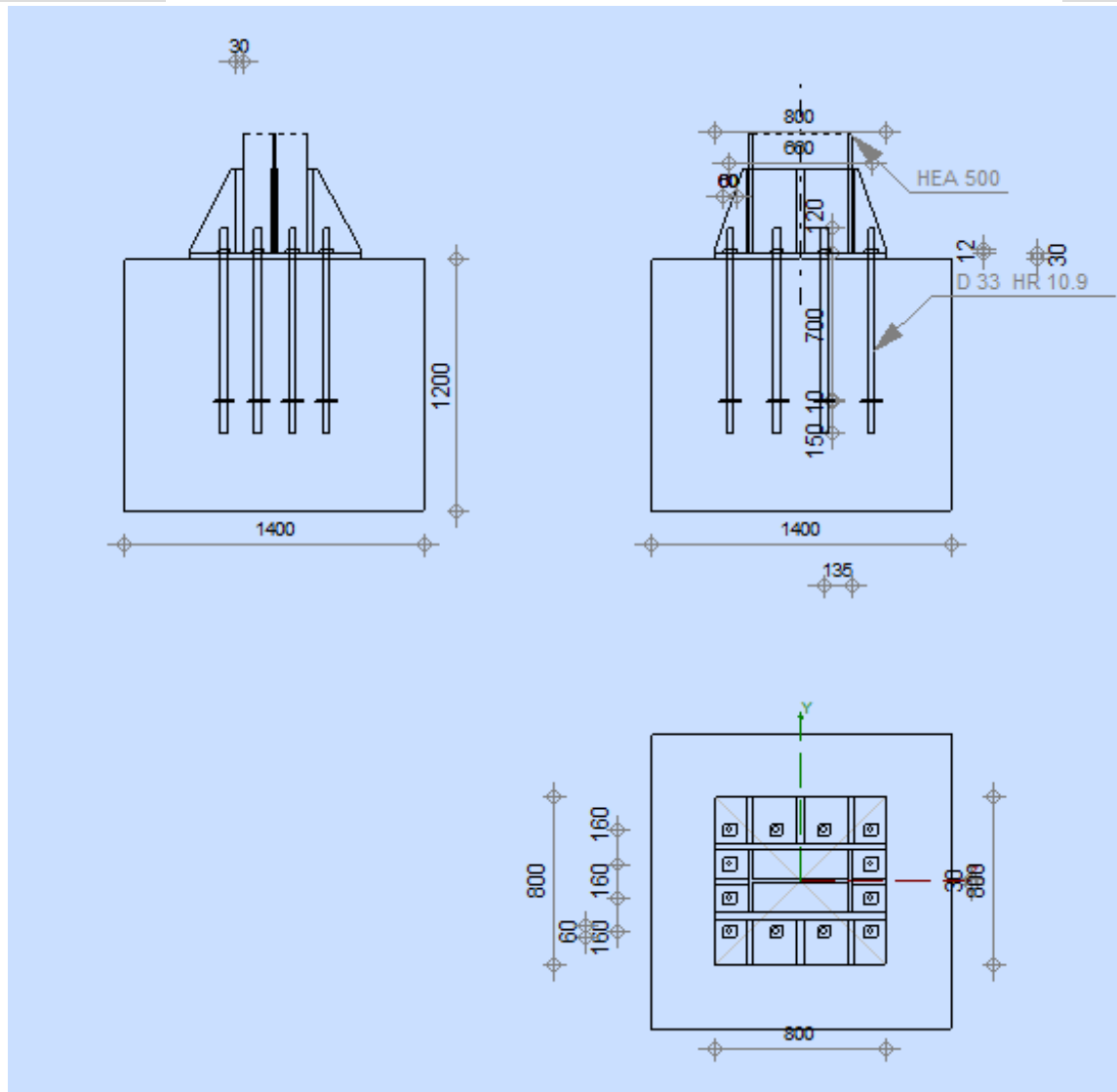


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio  
0,82**GENERAL**

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 5

Barres de la structure: 399

**GEOMETRIE**



**POTEAU**

Profilé: HEA 500

Barre N°: 399

 $L_c = 6,00$  [m] Longueur du poteau

Matériau: ACIER E28

**PLATINE DE PRESCELLEMENT** $l_{pd} = 800$  [mm] Longueur $b_{pd} = 800$  [mm] Largeur $t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Résistance $f_{upd} = 405,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon $f_{ub} = 1200,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction $d = 33$  [mm] Diamètre du boulon $n_H = 4$  Nombre de colonnes des boulons $n_V = 4$  Nombre de rangées des boulonsEcartement  $e_{Hi} = 220; 220$  [mm]Entraxe  $e_{Vi} = 175; 175$  [mm]**RAIDISSEUR** $l_s = 800$  [mm] Longueur $w_s = 800$  [mm] Largeur $h_s = 400$  [mm] Hauteur $t_s = 30$  [mm] Epaisseur $d_1 = 20$  [mm] Grugeage

$l_s = 800$  [mm] Longueur

$d_2 = 20$  [mm] Grugeage

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

### SEMELLE ISOLEE

$L = 1400$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 1400$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 1200$  [mm] Hauteur de la semelle

#### **Béton**

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

#### **Mortier de calage**

$t_g = 0$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### SOUDURES

$a_p = 9$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 4$  [mm] Raidisseurs

### EFFORTS

Cas: 30: 0.8G-Ey 1\*0.80+24\*-1.00

$N_{j,Ed} = 103159,36$  [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 32789,99$  [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 154,53$  [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -369,67$  [daN\*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -2484,13$  [daN\*m] Moment fléchissant

**RESULTATS****ZONE TENDUE****RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$F_{t,Rd,s1} = 50967,36$  [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$F_{t,Rd,s} = 50967,36$  [daN] Résistance du boulon à la rupture

**RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$$

$F_{t,Rd} = 50967,36$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**

$F_{t,pl,Rd,y} = 130028,02$  [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 135273,82$  [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$N_{j,Rd} = 395329,86$  [daN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 130028,02$  [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$F_{T,Rd,z} = 135273,82$  [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,26 < 1,00$  **vérifié** (0,26)

$M_{j,Rd,y} = 921,89$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$  (6.23)  $0,40 < 1,00$  **vérifié** (0,40)

$M_{j,Rd,z} = 5967,49$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$  (6.23)  $0,42 < 1,00$  **vérifié** (0,42)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,82 < 1,00$  **vérifié** (0,82)

**CISAILLEMENT****PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

$F_{1,vb,Rd,y} = 80190,00$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 53460,00$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 20362,95$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 0,00$  [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 244355,39$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,13 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,13)
------------------------------------	---------------	----------------	--------

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 244355,39$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,00)
------------------------------------	---------------	----------------	--------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,13 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,13)
--	---------------	----------------	--------

### CONTROLE DES RAIDISSEURS

#### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_d = 6,95$  [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 13,31$  [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 16,01$  [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 28,58$  [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,10 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,10)
---	---------------	----------------	--------

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_d = 4,13$  [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 11,82$  [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 16,01$  [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 28,03$  [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)**

$$\sigma_d = 5,59 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 12,82 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 16,87 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 29,76 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$$\sigma_d = 3,65 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 11,79 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 16,87 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 29,46 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$$\sigma_{\perp} = 17,08 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 17,08 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 13,23 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 0,07 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

**SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS****Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$$\sigma_{\perp} = 54,11 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

**Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	54,11	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	54,11	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	60,02	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	150,07	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,39 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	60,02	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,27 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	55,37	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	55,37	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	63,28	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	155,82	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,41 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	55,37	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	55,37	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	63,28	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	155,82	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,41 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

**SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS****Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	109,53	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	109,53	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	69,34	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	249,82	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,66 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	109,53	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	109,53	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	81,05	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	260,18	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,68 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,68)$$

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	81,36	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	81,36	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	65,74	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	198,60	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,52 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,52)$$

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	81,36	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	81,36	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	74,05	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	207,19	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,54 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} = 31$  [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$k_{15,y} = 16$  [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 3$  [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,33$  Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 12889245,61$  [daN\*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 91323540,00$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$  SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = 54$  [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$k_{15,z} = 14$  [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 3$  [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 0,95$  Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 8025568,11$  [daN\*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

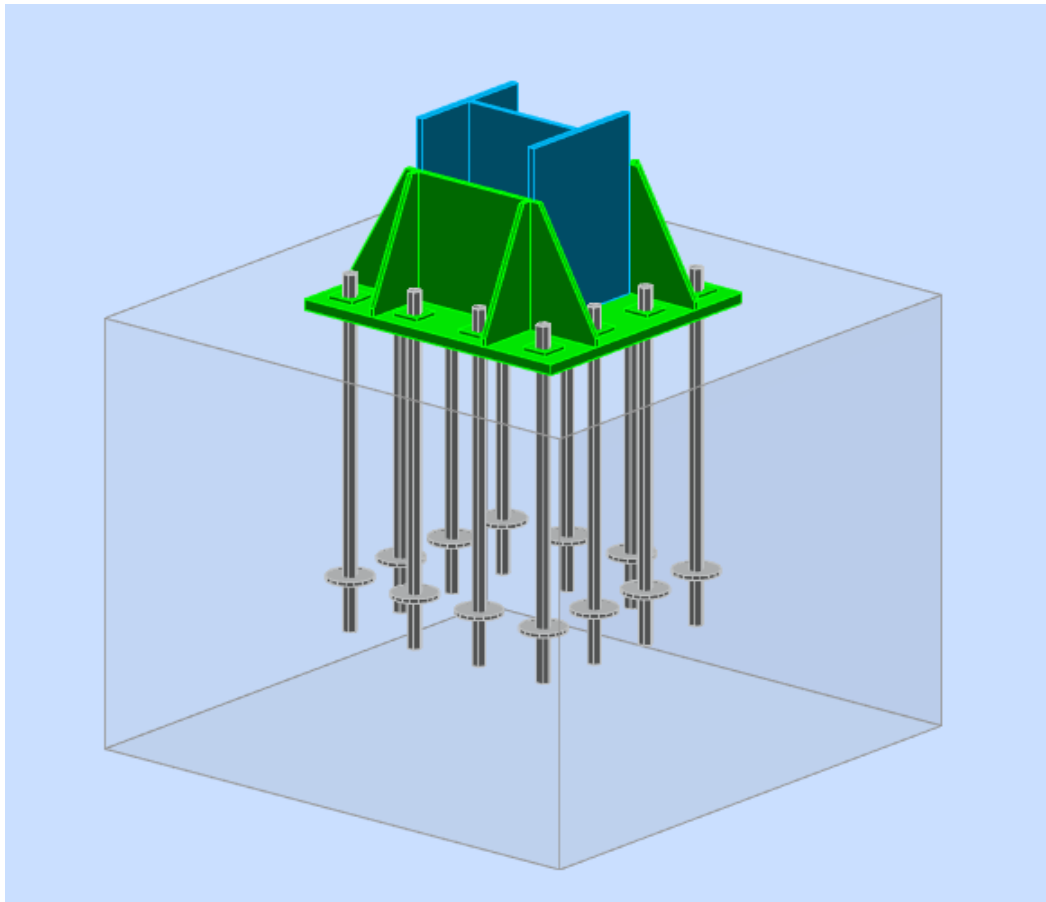
$S_{j,rig,z} = 10885455,00$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$  SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,82**



## X.10. Ancrage pied de Poteau plancher HEA320 :



**Figure.X. 7** : vue de l'Ancrage pied de Poteau plancher HEA320



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

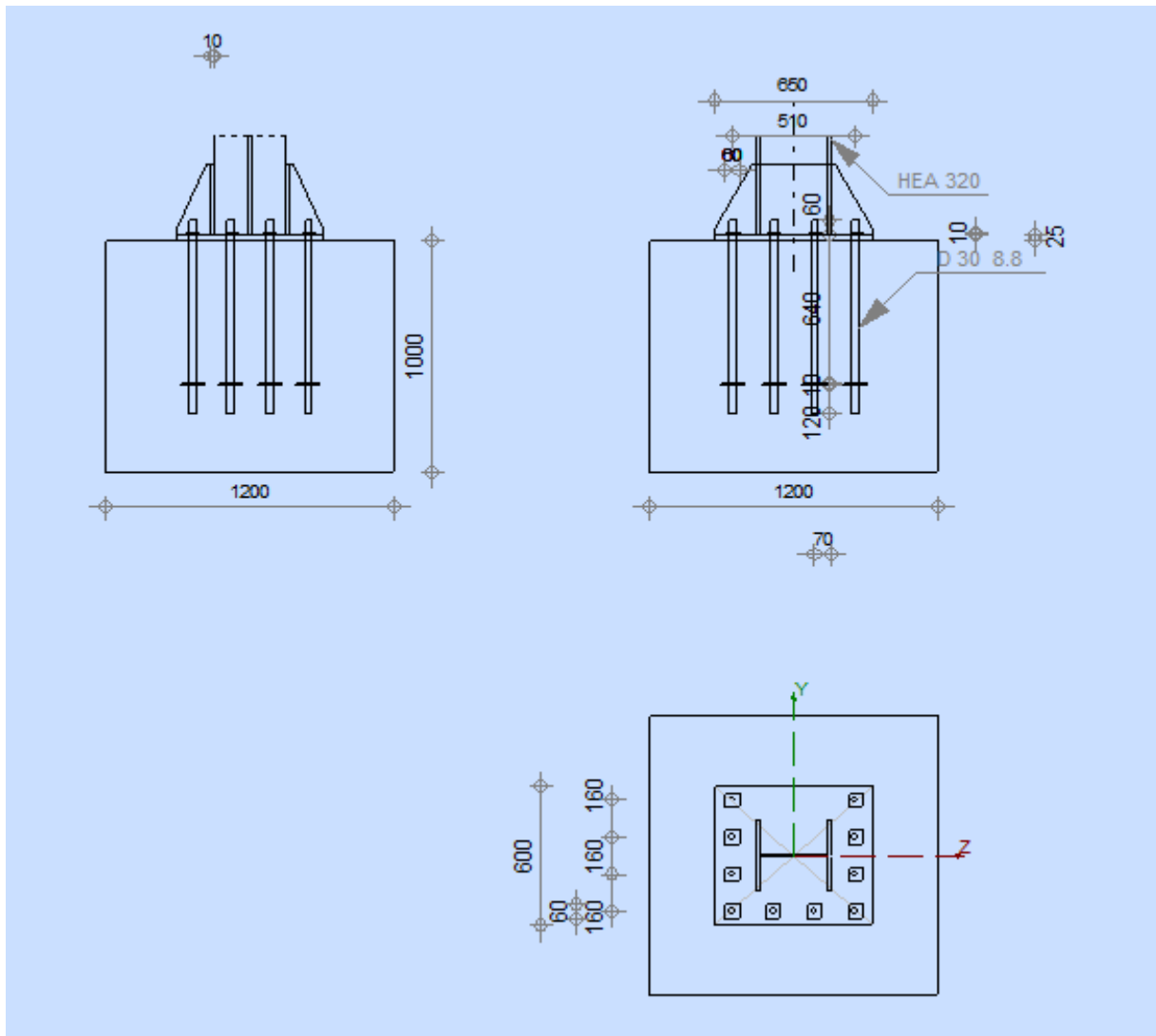
### Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio  
**0,81**



## GENERAL

Assemblage N°: 16

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 28

Barres de la structure: 413

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 320

Barre N°: 413

$L_c = 6,00$  [m] Longueur du poteau

Matériau: ACIER E28

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 650$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 600$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Résistance

$f_{upd} = 405,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 550,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 800,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 30$  [mm] Diamètre du boulon

$n_H = 4$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$  Nombre de rangées des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 170; 170$  [mm]

Entraxe  $e_{Vi} = 160; 160$  [mm]

### RAIDISSEUR

$l_s = 650$  [mm] Longueur

$w_s = 600$  [mm] Largeur

$h_s = 300$  [mm] Hauteur

$t_s = 10$  [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$  [mm] Grugeage

$d_2 = 20$  [mm] Grugeage

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

### **SEMELLE ISOLEE**

$L = 1200$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 1200$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 1000$  [mm] Hauteur de la semelle

#### **Béton**

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

#### **Mortier de calage**

$t_g = 0$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### **SOUDURES**

$a_p = 6$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 4$  [mm] Raidisseurs

### **EFFORTS**

Cas: 9:  $1.35G+1.5Q$   $1*1.35+2*1.50$

$N_{j,Ed} = -146706,41$  [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -10,73$  [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -3,14$  [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 6,20$  [daN\*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -19,95$  [daN\*m] Moment fléchissant

### **RESULTATS**

#### **ZONE COMPRIMEE**

##### **COMPRESSION DU BETON**

$c = 52$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle

[6.2.5.(4)]

$c =$	52	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	33, 18	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} =$	843859, 93	[daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	321910, 59	[daN]	Résistance du béton à la flexion $M_y$	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	311537, 40	[daN]	Résistance du béton à la flexion $M_z$	[6.2.8.3.(1)]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$M_{c,Rd,y} =$	68795, 78	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{t,y} =$	361	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} =$	190780, 28	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$M_{c,Rd,z} =$	60726, 64	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{t,z} =$	353	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} =$	171993, 52	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	843859, 93	[daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{C,Rd,y} =$	190780, 28	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{C,Rd,z} =$	171993, 52	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0, 17 < 1, 00	vérifié	(0, 17)
$M_{j,Rd,y} =$	16, 13	[daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0, 38 < 1, 00	vérifié	(0, 38)
$M_{j,Rd,z} =$	46, 74	[daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0, 43 < 1, 00	vérifié	(0, 43)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0, 81 < 1, 00	vérifié	(0, 81)

**CISAILLEMENT****PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

$F_{1,vb,Rd,y} = 37968,75$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 44296,88$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 12440,71$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 44011,92$  [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 193300,41$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
------------------------------------	---------------	---------	--------

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 193300,41$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
------------------------------------	---------------	---------	--------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
--	---------------	---------	--------

### CONTROLE DES RAIDISSEURS

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_d = 6,74$  [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 52,83$  [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 61,89$  [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 107,41$  [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,39 < 1,00$	vérifié	(0,39)
---	---------------	---------	--------

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_d = 4,15$  [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 35,60$  [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 50,97$  [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 88,37$  [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,32 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

### SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\perp} = 30,43 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 30,43 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = -0,01 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = -0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

### SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$\sigma_{\perp} = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{II} = 147,89 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 0,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,67 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,67)$$

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$\sigma_{\perp} = 63,07 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 63,07 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{II} = 63,71 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 167,59 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,44 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,44)$$

### SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	96,53	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	96,53	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	101,68	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	261,32	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,69 < 1,00 <span style="color: green;">vérifié</span> (0,69)

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	96,53	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	96,53	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	84,24	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	242,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,63 < 1,00 <span style="color: green;">vérifié</span> (0,63)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$k_{13,y} =$	26	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y} =$	5	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,51		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	35777091,82	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	24075030,00	[daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$** 

$k_{13,z} =$	37	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,z} =$	5	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,92		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	47932870,99	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]



$\lambda_{0,z} = 0,92$  Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

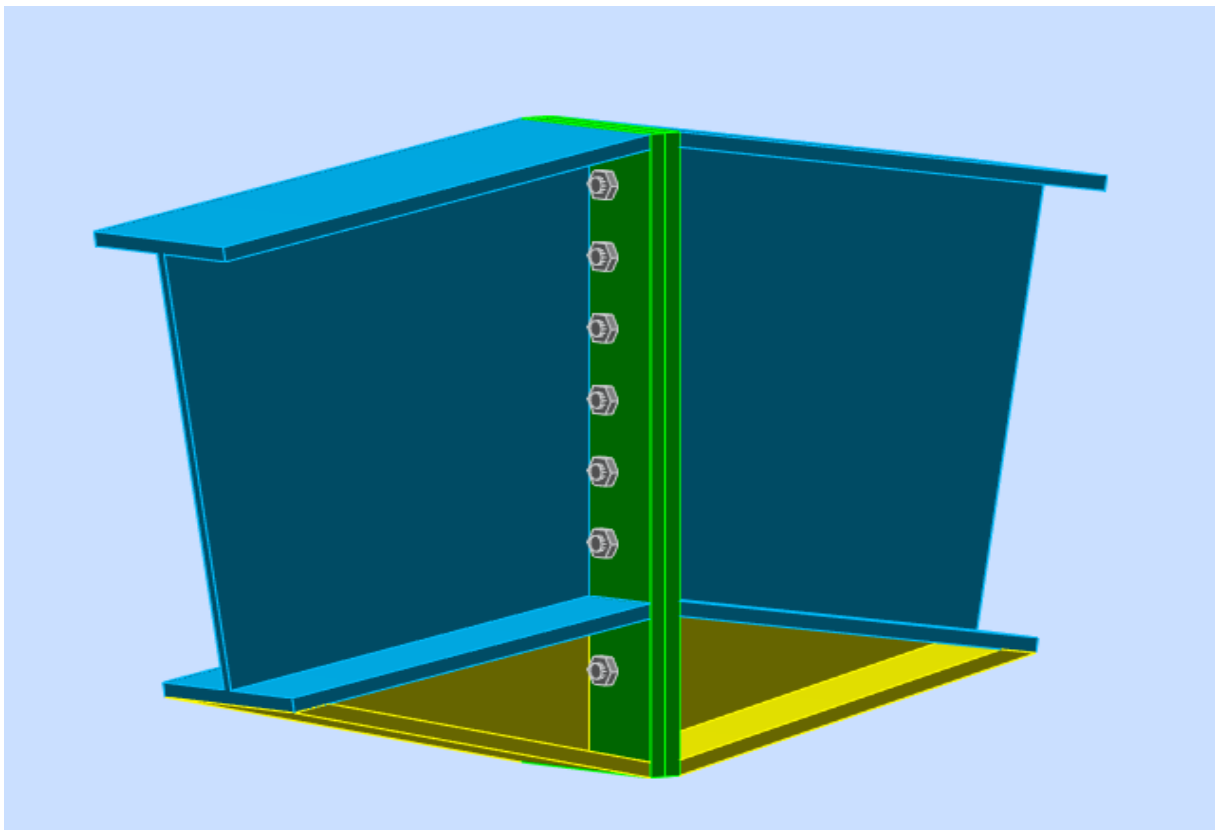
$S_{j,rig,z} = 7334502,00$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$  RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

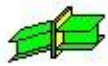
**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,81**

### Hall de stockage :

#### X.11.Assemblage Traverse IPE600 - Traverse IPE600 :



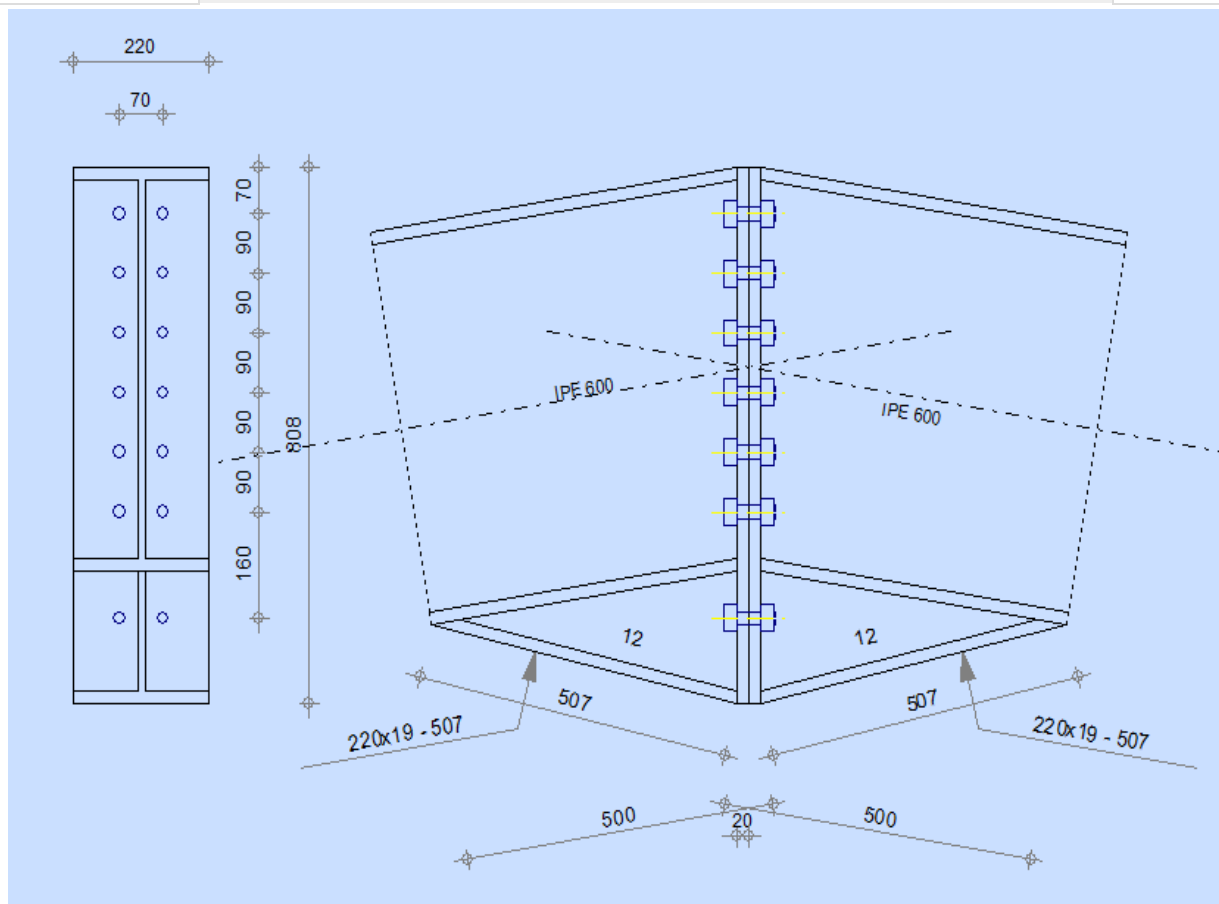
**Figure.X. 8 :** Vue d'Assemblage Traverse IPE600 - Traverse IPE600



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

**Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre**

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio  
0,70**GENERAL**

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Noeud de la structure: 106

Barres de la structure: 73, 74

**GEOMETRIE****GAUCHE****POUTRE**

Profilé: IPE 600

**POUTRE**

Profilé: IPE 600

Barre N°: 73

 $\alpha = -170,5$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

 $f_{yb} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance**DROITE****POUTRE**

Profilé: IPE 600

Barre N°: 74

 $\alpha = -9,5$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

 $f_{yb} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance**BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

 $d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

 $F_{tRd} = 21168,00$  [daN] Résistance du boulon à la traction $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons $n_v = 7$  Nombre de rangées des boulons $h_1 = 70$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'aboutEcartement  $e_i = 70$  [mm]Entraxe  $p_i = 90; 90; 90; 90; 90; 160$  [mm]**PLATINE** $h_{pr} = 808$  [mm] Hauteur de la platine $b_{pr} = 220$  [mm] Largeur de la platine $t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 275 M/ML

$$f_{ypr} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Résistance}$$

### JARRET INFERIEUR

$$w_{rd} = 220 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la platine}$$

$$t_{frd} = 19 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de l'aile}$$

$$h_{rd} = 200 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la platine}$$

$$t_{wrd} = 12 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de l'âme}$$

$$l_{rd} = 500 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la platine}$$

$$\alpha_d = 13,4 \text{ [Deg]} \text{ Angle d'inclinaison}$$

Matériau: S 235

$$f_{ybu} = 23500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Résistance}$$

### SOUDURES D'ANGLE

$$a_w = 9 \text{ [mm]} \text{ Soudure âme}$$

$$a_r = 14 \text{ [mm]} \text{ Soudure semelle}$$

$$a_{rd} = 5 \text{ [mm]} \text{ Soudure horizontale}$$

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$$\gamma_{M0} = 1,00 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M1} = 1,00 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M3} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

### EFFORTS

Etat limite: ultime

$$\text{Cas: } 12: G+1.5W1 \quad 1*1.00+3*1.50$$

$$M_{b1,Ed} = 49554,20 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite}$$

$$V_{b1,Ed} = -0,06 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant dans la poutre droite}$$

$$N_{b1,Ed} = 23402,41 \text{ [daN]} \text{ Effort axial dans la poutre droite}$$

### RESULTATS

### RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{tb,Rd} = 428945,00$  [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

$V_{cb,Rd} = 171123,73$  [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  vérifié (0,00)  
é

$M_{b,pl,Rd} = 96591,00$  [daN\* m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 123841,17$  [daN\* m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 156983,94$  [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 143687,50$  [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	729	39017,50	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62
2	639	27322,72	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62
3	549	29700,00	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62
4	459	29700,00	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62
5	369	29700,00	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62
6	279	39017,50	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62
7	119	39017,50	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION $N_{j,Rd}$

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$N_{j,Rd} = 233475,23$  [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,10 < 1,00$  vérifié (0,10)

## RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	729	39017,50	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
2	639	27322,72	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62
3	549	29700,00	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62
4	459	29700,00	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62
5	369	17947,28	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62
6	279	-	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62
7	119	-	-	-	42336,00	39017,50	42336,00	66953,62

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 82392,58 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,60 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,60)$$

**VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N**

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,70 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,70)$$

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$$V_{j,Rd} = 171842,96 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 21016985,91 < 34823529,41 \text{ vérifié} \quad (0,60)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 20226696,16 < 34823529,41 \text{ vérifié} \quad (0,58)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 10508492,96 < 26640000,00 \text{ vérifié} \quad (0,39)$$

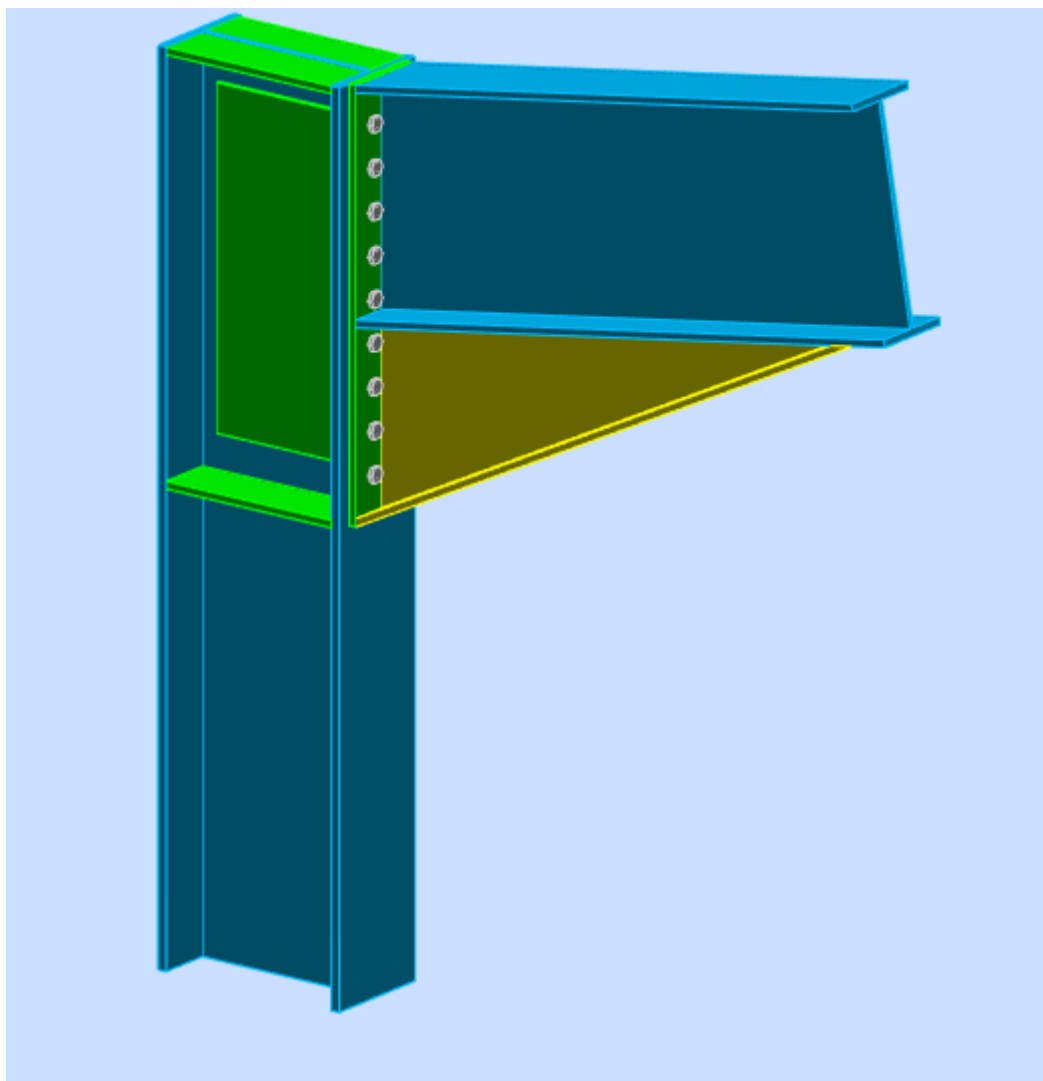
**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance N<sub>pl,Rd</sub>. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,70

## X.12.Assemblage Poteaux HEA550 – Traverse IPE600 :



**Figure.X. 9** : Vue d'Assemblage Poteau HEA550 - Traverse IPE600



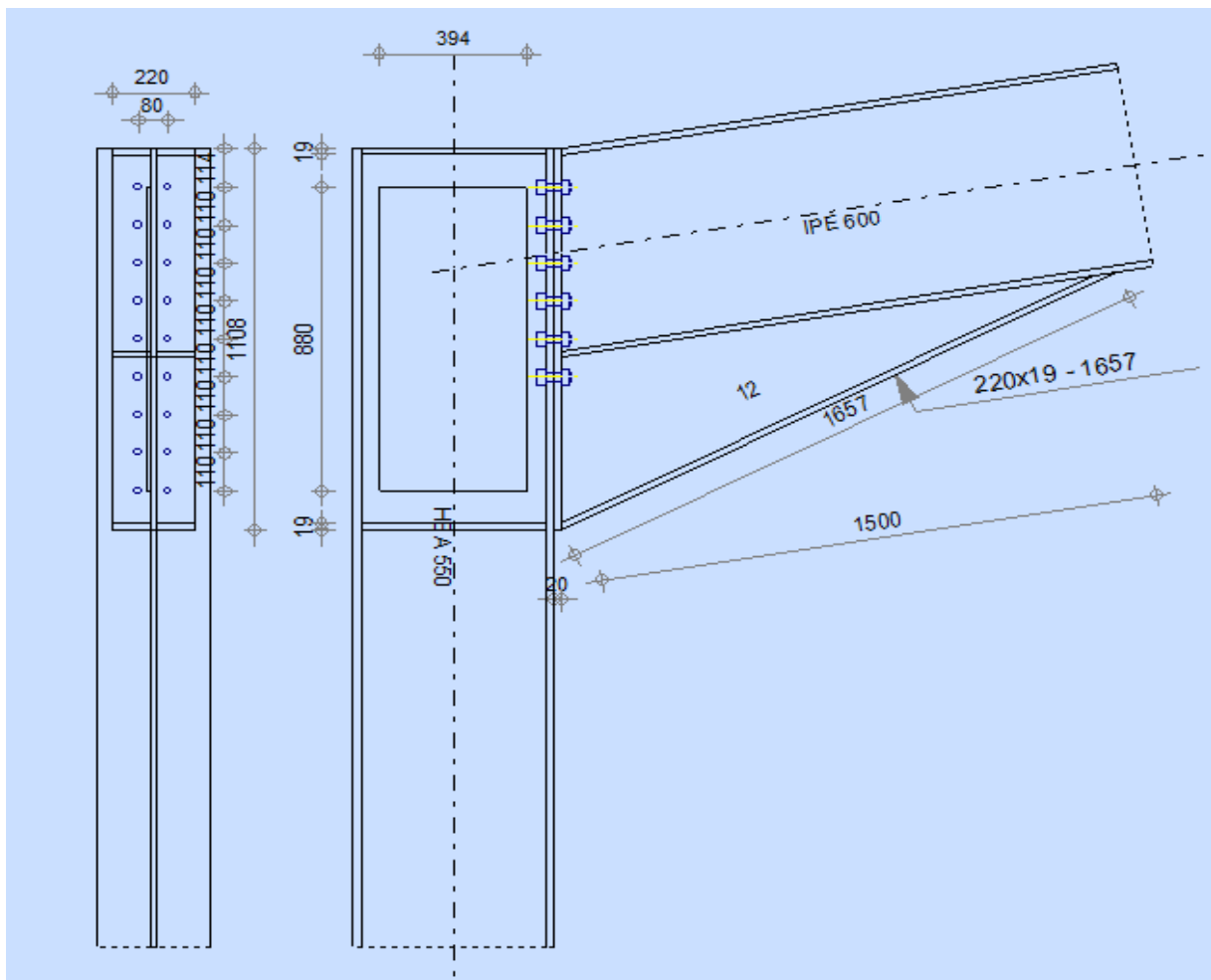
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

### Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio  
0,75



## GENERAL

Assemblage N°: 10

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 103

Barres de la structure: 71, 73

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 550

Barre N°: 71

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yc} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance



**POUTRE**

Profilé: IPE 600

Barre N°: 73

$\alpha = 9,5$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yb} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

**BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{TRd} = 26179,20$  [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 9$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 114$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 80$  [mm]

Entraxe  $p_i = 110;110;110;110;110;110;110;110$  [mm]

**PLATINE**

$h_p = 1108$  [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 220$  [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 275 M/ML

$f_{yp} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

**JARRET INFÉRIEUR**

$w_d = 220$  [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 500$  [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 1500$  [mm] Longueur de la platine

**JARRET INFERIEUR**

$w_d = 220$  [mm] Largeur de la platine

$\alpha = 26,8$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 23500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur**

$h_{su} = 492$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 19$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 275

$f_{ysu} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} = 492$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 19$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 275

$f_{ysu} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

**PLATINE - RENFORT AME DU POTEAU**

Typ: d'un côté

$h_a = 880$  [mm] Longueur de la platine

$w_a = 394$  [mm] Largeur de la platine

$t_a = 10$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 275

$f_{ya} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 9$  [mm] Soudure âme

$a_f = 14$  [mm] Soudure semelle

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_s =$	9	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale
$a_{p1} =$	1	[mm]	Soudure horizontale
$a_{p2} =$	1	[mm]	Soudure verticale

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS****Etat limite: ultime**

Cas: 12: G+1.5W1 1\*1.00+3\*1.50

$M_{b1,Ed} = -102015,46$  [daN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -27039,21$  [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 18070,02$  [daN] Effort axial dans la poutre droite

**RESULTATS****RESISTANCES DE LA POUTRE**

$N_{tb,Rd} = 428945,00$  [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

$V_{cb,Rd} = 228281,41$  [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,12 < 1,00$  vérifié (0,12)

$M_{b,pl,Rd} = 96591,00$  [daN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 193413,4$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 177768,9$  [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

**RESISTANCES DU POTEAU**

$V_{wp,Ed} = -100717,21$  [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 179422,51$  [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,56 < 1,00$  **vérifié** (0,56)

$F_{c,wc,Rd,upp} = 292380,10$  [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION**

$F_{t,Rd} = 26179,20$  [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 36824,49$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 428945,00$  [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,04 < 1,00$  **vérifié** (0,04)

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION****TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	985	36596,25	52358,40	36596,25	47671,00	49384,76	52358,40	73648,98
2	875	36596,25	52358,40	36596,25	47846,04	49384,76	52358,40	73648,98
3	765	36003,75	52358,40	36596,25	47846,04	49384,76	52358,40	73648,98
4	655	36300,00	52358,40	36596,25	47846,04	49384,76	52358,40	73648,98
5	545	32272,74	52358,40	36596,25	47846,04	49384,76	52358,40	73648,98
6	435	-	52358,40	36596,25	47846,04	49384,76	52358,40	73648,98
7	325	-	52358,40	36596,25	47846,04	49384,76	52358,40	73648,98
8	215	-	52358,40	36596,25	47846,04	49384,76	52358,40	73648,98
9	105	-	52358,40	36596,25	47846,04	49384,76	52358,40	73648,98

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$** 

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 136889,41$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,75 < 1,00$  **vérifié** (0,75)

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd} = 266158,37$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,10 < 1,00$  **vérifié** (0,10)

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$   $26257406,88 < 34823529,41$  **vérifié** (0,75)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$   $26248899,78 < 34823529,41$  **vérifié** (0,75)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2}$   $13128703,44 < 26640000,00$  **vérifié** (0,49)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

$S_{j,ini} = 35289299,37$  [daN\*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_j = 26121436,40$  [daN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

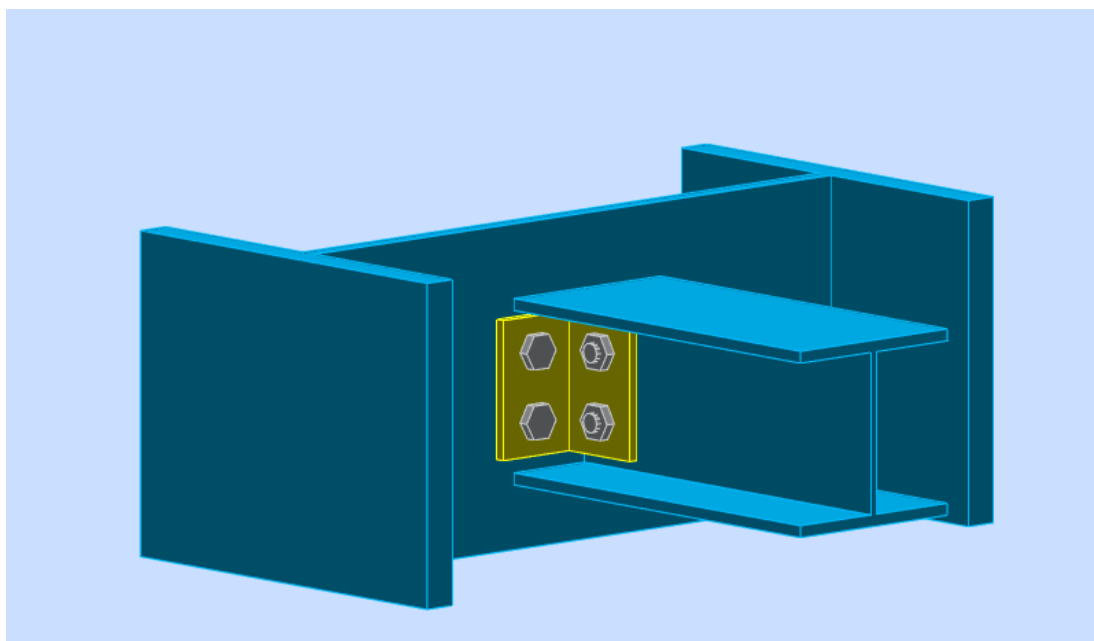
$S_{j,rig} = 31790711,71$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 635814,23$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

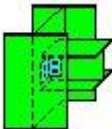

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

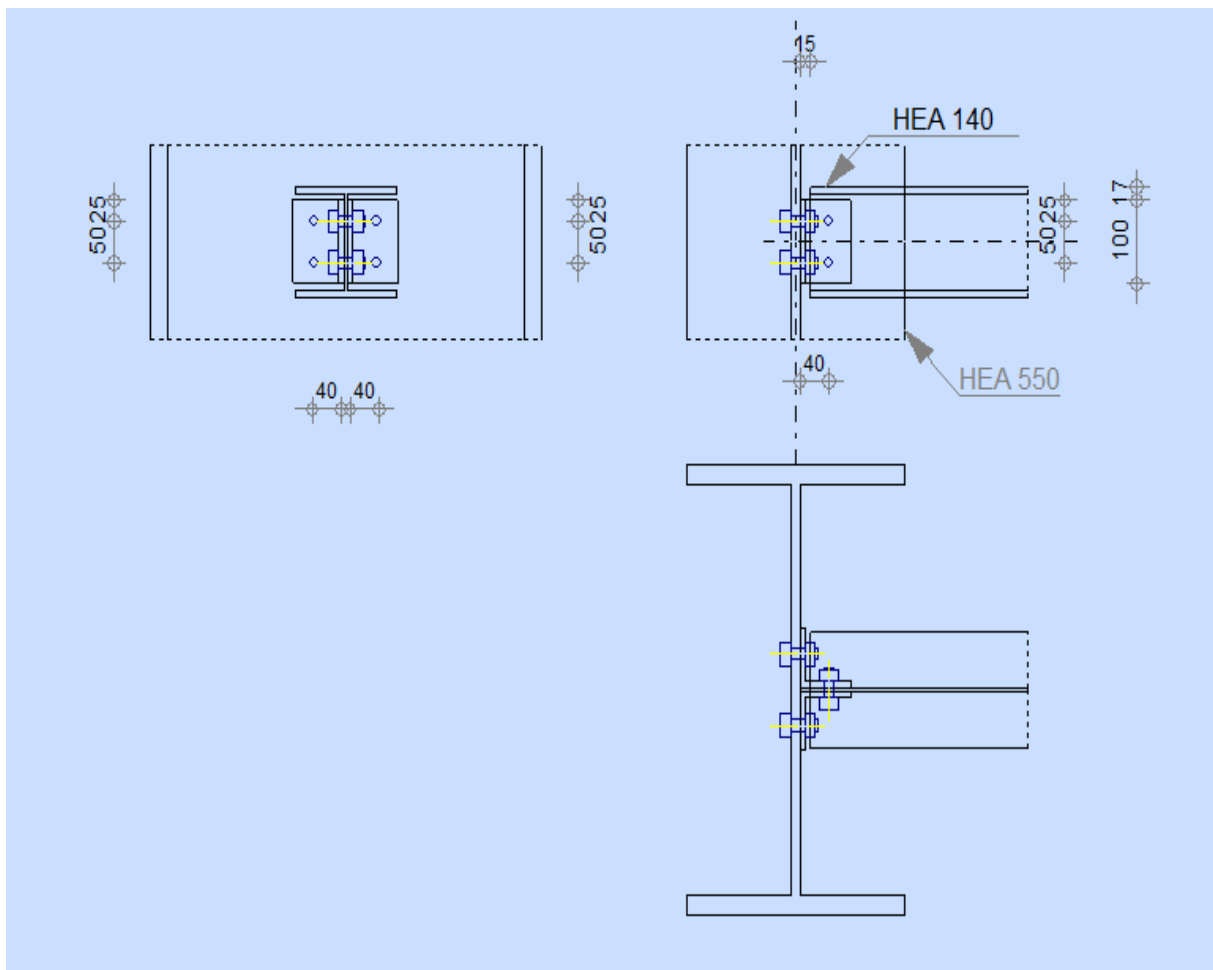
**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,75

## X.13.Assemblage Poteau HEA550 – Sablière HEA140 :



**Figure.X. 10 :** Vue d'Assemblage Poteau HEA550 - Sablière HEA140

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p><b>Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)</b></p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	<p></p> <p>Ratio <b>0,85</b></p>
---	---	---



## GENERAL

Assemblage N°: 11

Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)

Noeud de la structure: 2158

Barres de la structure: 1474, 1856

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 550

Barre N°: 1474

Matériau: S 275

$f_{yc} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance de calcul

### POUTRE

Profilé: HEA 140

Barre N°: 1856

Matériau: S 275

$f_{db} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance de calcul

### **CORNIERE**

Profilé: CAE 70x7

Matériau: S 275

$f_{dk} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance de calcul

### **BOULONS**

#### **BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon

d = 14 [mm] Diamètre du boulon

k = 1 Nombre de colonnes des boulons

w = 2 Nombre de rangées des boulons

#### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon

d = 14 [mm] Diamètre du boulon

k = 1 Nombre de colonnes des boulons

w = 2 Nombre de rangées des boulons

### **COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### **EFFORTS**

Cas: 28:  $0.8G - E_y \ 1*0.80 + 25* -1.00$

$N_{b,Ed} = 6228,41$  [daN] Effort axial



$N_{b,Ed} = 6228,41$  [daN] Effort axial  
 $V_{b,Ed} = 19,79$  [daN] Effort tranchant  
 $M_{b,Ed} = -0,00$  [daN\*m] Moment fléchissant

## RESULTATS

### BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

#### FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

$F_{x,Ed} = 8,46$  [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  
 $F_{z,Ed} = 4,95$  [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  
 $F_{Ed} = 9,80$  [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon  
 $F_{Rdx} = 5618,67$  [daN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]  
 $F_{Rdz} = 4682,22$  [daN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$8,46 < 5618,67$	vérifié	(0,00)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$4,95 < 4682,22$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$4,95 < 4433,42$	vérifié	(0,00)

#### Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$1566,24 < 4968,00$	vérifié	(0,32)
--------------------------	---------------------	---------	--------

#### Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{V,Ed} = 9,80$  [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{V,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$   
 $F_{V,Ed}/F_{V,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$   $0,23 < 1,00$  vérifié (0,23)

### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

#### FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

$F_{x,Ed} = 3132,48$  [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  
 $F_{z,Ed} = 9,89$  [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  
 $F_{Ed} = 3132,50$  [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon  
 $F_{Rdx} = 3678,89$  [daN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]  
 $F_{Rdz} = 5702,28$  [daN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$3132,48 < 3678,89$	vérifié	(0,85)
-------------------------	---------------------	---------	--------

$F_{x,Ed} = 3132,48$  [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 9,89 < 5702,28 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 9,89 < 8866,83 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

### VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

#### CORNIERE

$V_{effRd} = 13429,30$  [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (2)]

$$|0.5 \cdot N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |3114,21| < 13429,30 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

#### POUTRE

$V_{effRd} = 9678,35$  [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (2)]

$$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |6228,41| < 9678,35 \quad \text{vérifié} \quad (0,64)$$

### VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

#### CORNIERE

$V_{effRd} = 8543,85$  [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |9,89| < 8543,85 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

#### POUTRE

$V_{effRd} = 7680,87$  [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |19,79| < 7680,87 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$0.9 \cdot (A_v/A_{t,net}) \leq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 1,29 > 0,80 \quad \text{vérifié}$$

$$(f_y/f_u) \cdot A_v \leq A_{v,net} \quad 700,00 > 490,00 \quad \text{non vérifié}$$

$V_{pl,Rd} = 11113,99$  [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement [6.2.6 (2)]

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |9,89| < 11113,99 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 7,32$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 5,67$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,70 < 0,80$$

$$W_{net} = 14,82 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 407,44 \text{ [daN}\cdot\text{m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,91| < 407,44 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$A_v = 7,32 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 5,67 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 11614,12 \text{ [daN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |19,79| < 11614,12 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

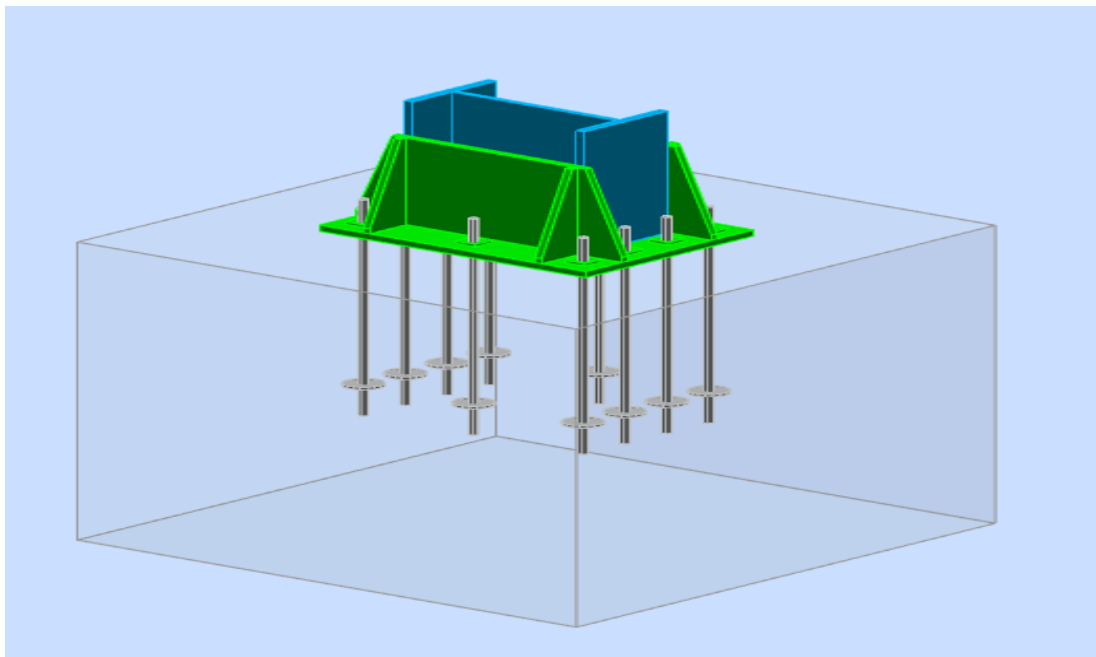
### REMARQUES

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible 8 [mm] < 12 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible 8 [mm] < 12 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,85**

#### X.14. Ancrage pied de poteau HEA550 :



**Figure.X. 7** : vue de l'Ancrage pied de Poteau HEA550



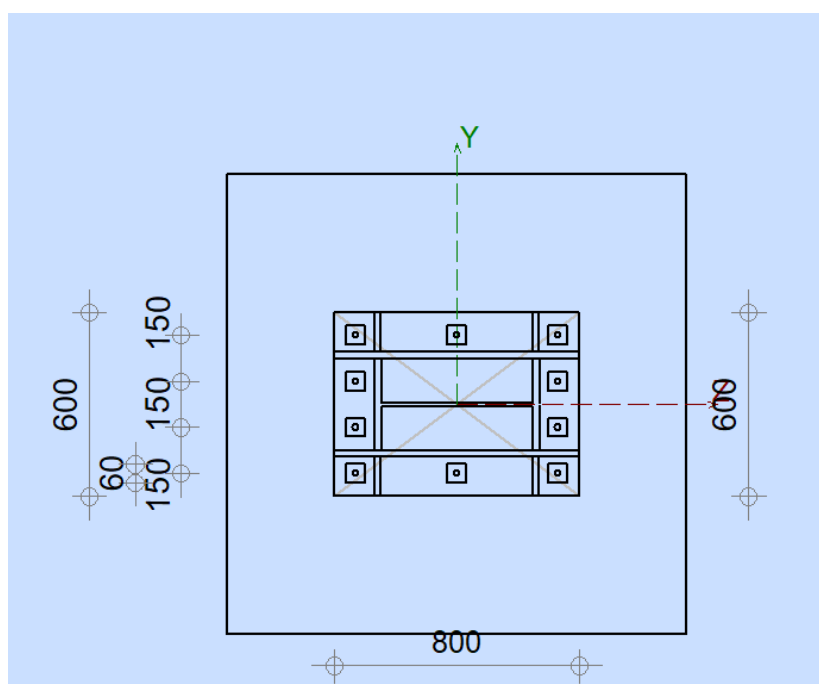
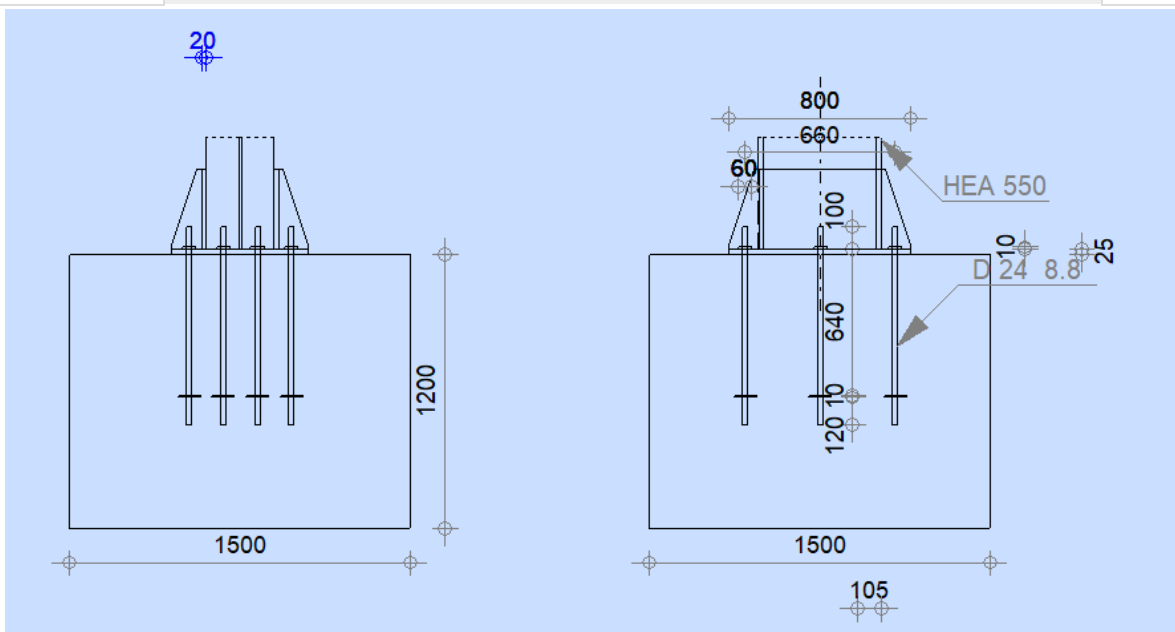
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

### Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:  
Design of fastenings in concrete



Ratio  
0,83



### GENERAL

Assemblage N°: 12

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 156

Assemblage N°: 12

Barres de la structure: 107

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 550

Barre N°: 107

$L_c = 18,00$  [m] Longueur du poteau

Matériau: S 275

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 800$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 600$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$  [mm] Epaisseur

Matériau: S 275

$f_{ypd} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

$f_{upd} = 43000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 55000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 80000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 24$  [mm] Diamètre du boulon

$n_H = 3$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$  Nombre de rangées des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 330$  [mm]

Entraxe  $e_{Vi} = 150;150$  [mm]

### RAIDISSEUR

$l_s = 800$  [mm] Longueur

$l_s =$	800	[mm]	Longueur
$w_s =$	600	[mm]	Largeur
$h_s =$	350	[mm]	Hauteur
$t_s =$	20	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

### SEMELLE ISOLEE

$L =$	1500	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1500	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1200	[mm]	Hauteur de la semelle

### **Béton**

Classe C20/25

$f_{ck} = 2000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

### **Mortier de calage**

$t_g = 0$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1200000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### SOUDURES

$a_p = 9$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 4$  [mm] Raidisseurs

### EFFORTS

Cas: 9:  $G+Q+Ex (1+2+24) * 1.00$

$N_{j,Ed} = -13784,77$  [daN] Effort axial

$N_{j,Ed} = -13784,77$	[daN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} = 159,37$	[daN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} = 3553,98$	[daN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} = -30230,25$	[daN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} = -6,99$	[daN*m]	Moment fléchissant

## RESULTATS

### ZONE COMPRIMEE

#### COMPRESSION DU BETON

$c = 55$	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} = 2666666,67$	[daN/m <sup>2</sup> ]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} = 914526,01$	[daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 262543,45$	[daN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 327413,78$	[daN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

#### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} = 377460,05$	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{r,y} = 558$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = 676856,07$	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$M_{c,Rd,z} = 232729,75$	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{r,z} = 352$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = 660304,82$	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

#### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 914526,01$	[daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} = 262543,45$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} = 327413,78$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

### ZONE TENDUE

**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$F_{t,Rd,s1} = 17282,88$  [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,s2} = 16179,17$  [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 16179,17$  [daN] Résistance du boulon à la rupture

**RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$$

$F_{t,Rd} = 16179,17$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**

$F_{t,pl,Rd,y} = 56412,91$  [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 42243,06$  [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 56412,91$  [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$F_{T,Rd,z} = 42243,06$  [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,02 < 1,00$  **vérifié** (0,02)

$M_{j,Rd,y} = 39349,14$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$  (6.23)  $0,77 < 1,00$  **vérifié** (0,77)

$M_{j,Rd,z} = 331,08$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$  (6.23)  $0,02 < 1,00$  **vérifié** (0,02)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,79 < 1,00$  **vérifié** (0,79)

**CISAILLEMENT****PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

$F_{1,vb,Rd,y} = 49615,38$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 46307,69$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**



$F_{2,vb,Rd} = 7962,05$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 4135,43$  [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 83755,95$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
------------------------------------	---------------	---------	--------

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 83755,95$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
------------------------------------	---------------	---------	--------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
--	---------------	---------	--------

### CONTROLE DES RAIDISSEURS

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_d = 509378,88$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 1775790,47$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 3095686,73$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 5386027,84$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,20 < 1,00$	vérifié	(0,20)
---	---------------	---------	--------

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_d = 194241,74$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 856429,51$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 1429969,82$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 2484385,42$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,09 < 1,00$	vérifié	(0,09)
---	---------------	---------	--------

### SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 3354042,68$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 3354042,68$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{\parallel} = 10365,54$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	3354042,68 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	164110,75 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,11 < 1,00	vérifié	(0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,17 < 1,00	vérifié	(0,17)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,15 < 1,00	vérifié	(0,15)

### SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	10999767,85 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,47 < 1,00	vérifié	(0,47)

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	2816750,92 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	2816750,92 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	3574924,55 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	8371176,72 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,21 < 1,00	vérifié	(0,21)

### SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	14733526,50 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	14733526,50 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	9244616,70 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	33536487,99 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,83 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,83)$$

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$$\sigma_{\perp} = 6805759,14 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 6805759,14 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\parallel} = 4621143,79 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 15790450,90 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,39 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$$k_{13,y} = 26 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{15,y} = 9 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 2 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0,90 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 10311160,38 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 39176200,00 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y} \text{ SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$** 

$$k_{13,z} = 39 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{15,z} = 184 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,z} = 2 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,z} = 2,90 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,z} = 51210623,16 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,rig,z} = 3786650,00 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z} \text{ RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,83

X.15. Ancrage pied de poteau estacade HEA360 :

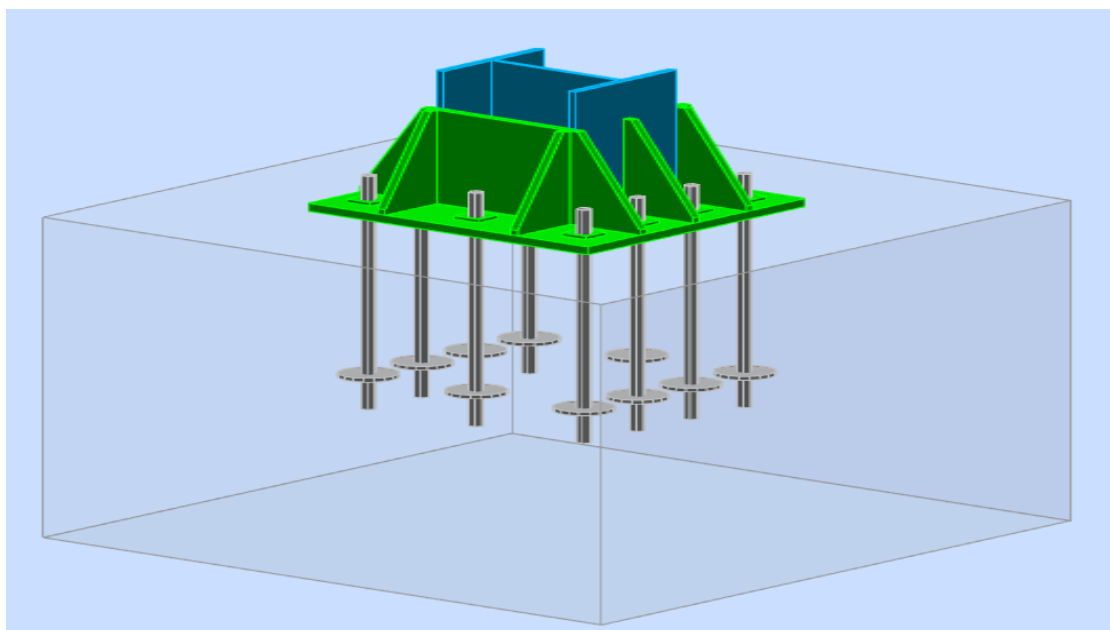
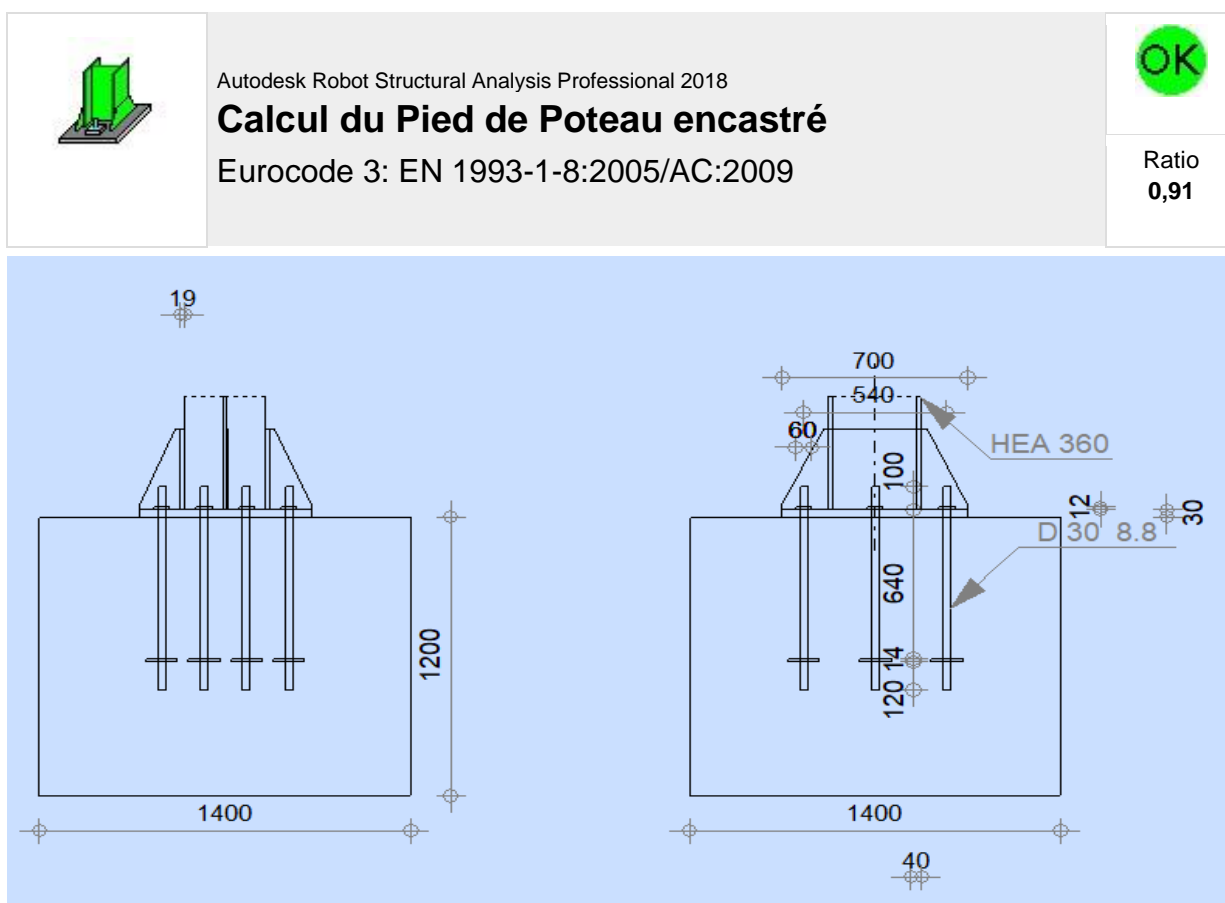
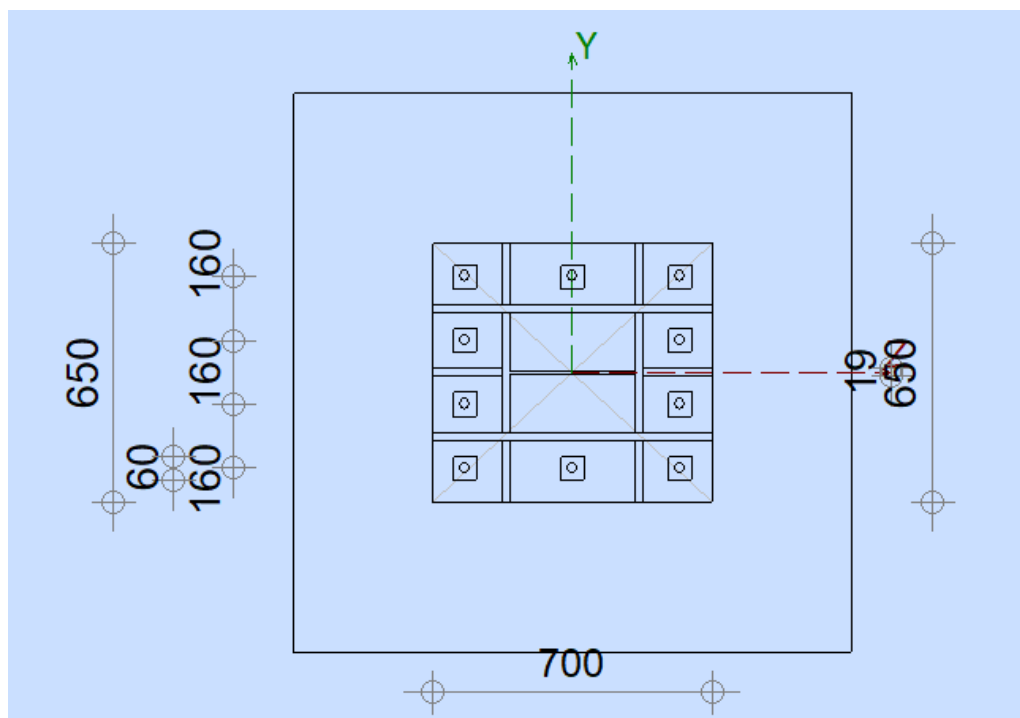


Figure.X. 11: vue de l'Ancrage pied de Poteau estacade HEA360.





## GENERAL

Assemblage N°: 13

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 3145

Barres de la structure: 182

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 360

Barre N°: 182

$L_c = 15,00$  [m] Longueur du poteau

Matériau: S 275

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 700$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 650$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur

Matériau: S 275

$f_{ypd} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

$f_{upd} = 43000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

### **ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 55000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 80000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 30$  [mm] Diamètre du boulon

$n_H = 3$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$  Nombre de rangées des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 270$  [mm]

Entraxe  $e_{Vi} = 160;160$  [mm]

### **RAIDISSEUR**

$l_s = 700$  [mm] Longueur

$w_s = 650$  [mm] Largeur

$h_s = 350$  [mm] Hauteur

$t_s = 19$  [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$  [mm] Grugeage

$d_2 = 20$  [mm] Grugeage

### **COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

### **SEMELLE ISOLEE**

$L = 1400$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 1400$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 1200$  [mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe C20/25

$f_{ck} = 2000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g = 0$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1200000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDURES**

$a_p = 7$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 4$  [mm] Raidisseurs

**EFFORTS**

Cas: 29: CHARGE SUR PDR /17/ 29/17\*1.00

$N_{j,Ed} = -24559,40$  [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 23,69$  [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 2462,40$  [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -36674,37$  [daN\*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 355,34$  [daN\*m] Moment fléchissant

**RESULTATS****ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$c = 67$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$f_{jd} = 2666666,67$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$F_{c,Rd,n} = 1007126,10$  [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 395338,63$  [daN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 357727,55$  [daN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$M_{c,Rd,y} = 287409,73$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$M_{c,Rd,y} = 287409,73$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 419$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = 685855,08$  [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$M_{c,Rd,z} = 213942,73$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 368$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = 581221,04$  [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 1007126,10$  [daN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{c,Rd,y} = 395338,63$  [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{c,Rd,z} = 357727,55$  [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

**ZONE TENDUE****RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$F_{t,Rd,s1} = 27466,56$  [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$F_{t,Rd,s} = 27466,56$  [daN] Résistance du boulon à la rupture

**RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$$

$F_{t,Rd} = 27466,56$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**

$F_{t,pl,Rd,y} = 75133,22$  [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 67777,60$  [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 75133,22$  [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$



$F_{T,Rd,z} = 67777,60$  [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

### **CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,02 < 1,00$  **vérifié** (0,02)

$M_{j,Rd,y} = 41908,66$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$  (6.23)  $0,88 < 1,00$  **vérifié** (0,88)

$M_{j,Rd,z} = 9597,14$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$  (6.23)  $0,04 < 1,00$  **vérifié** (0,04)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,91 < 1,00$  **vérifié** (0,91)

### **CISAILLEMENT**

#### **PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

$F_{1,vb,Rd,y} = 68531,25$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 64500,00$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

#### **CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$F_{2,vb,Rd} = 12440,71$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

#### **GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$F_{f,Rd} = 7367,82$  [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

#### **CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 131774,89$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  **vérifié** (0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 131774,89$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,02 < 1,00$  **vérifié** (0,02)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,02 < 1,00$  **vérifié** (0,02)

### **CONTROLE DES RAIDISSEURS**

#### **Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_d = 1178568,40$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

**Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_d = 1178568,40$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 3141059,22$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 3295703,22$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 5828722,22$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,21 < 1,00$  **vérifié** (0,21)

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_d = 790446,35$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 2933392,46$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 3295703,22$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 5762793,13$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,21 < 1,00$  **vérifié** (0,21)

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_d = 325079,19$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 1614088,86$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 2303475,59$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 4002958,38$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,15 < 1,00$  **vérifié** (0,15)

**SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} = 4893007,19$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 4893007,19$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 1709,18$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 133753,39$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$  (4.1)  $0,16 < 1,00$  **vérifié** (0,16)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,24 < 1,00$  **vérifié** (0,24)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,21 < 1,00$  **vérifié** (0,21)

**SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS**

**Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	9013708,82 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	9013708,82 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	7827295,16 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	22556316,97 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,56 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,56)$$

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	12274128,72 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,53 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,53)$$

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	5172613,61 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	5172613,61 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	5470754,52 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	14028941,20 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,35 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

**SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS****Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	11069466,97 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	11069466,97 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	8587606,54 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	26671583,27 [daN/m <sup>2</sup> ]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,66 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$$\sigma_{\perp} = 11069466,97 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 11069466,97 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\parallel} = 9377098,40 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 27457645,92 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,68 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,68)$$

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$$\sigma_{\perp} = 8679119,65 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 8679119,65 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\parallel} = 7002274,44 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 21175552,27 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,52 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,52)$$

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$$k_{13,y} = 29 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{15,y} = 11 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 3 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 1,13 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 5692772,79 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 13897716,00 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y} \text{ SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$** 

$$k_{13,z} = 41 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{15,z} = 204 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,z} = 3 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$\lambda_{0,z} =$	2,32	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	58382850,46 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	3312472,80 [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,91

### X.16 Conclusion :

L'assemblage est correctement calculé pour résister aux efforts appliqués

**CONCLUSION**

**GENERAL**

## **CONCLUSION GENERALE**

**L'étude de cette structure 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. La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel ROBOT. Dans ce travail on a étudié les différentes étapes de la construction d'un bâtiment venant de l'étude climatique et le rapport entre le lieu d'implantation avec le choix des profilés. Ce dernier est basé sur l'étude sismique, des planchers, et des contreventements, on doit aussi mentionner que la formation et la construction de l'homme n'est jamais complète mais c'est toujours à parfaire et à développer. Par ailleurs, nous pensons que le contenu de ce projet serait d'autant plus viable que si on pouvait apporter plus sévèrement des aspects sécurités, techniques et économiques**

# BIBLIOGRAPHIE

## 1. LES REGLEMENTS :

- EUROCODE 3 < calcul des structures en acier > Partie 1-1 < Règles générales et règles pour les bâtiments >
- EUROCODE 4 < calcul des structures mixtes acier- béton > Partie 1-1 < Règles générale et règles pour les bâtiments >
- REGLEMENT NEIGE ET VENT < RNVA (version 2013)>
- REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES < RPA 99 / version 2003>
- MEMOTECH STRUCTURE METALLIQUE < mise à jour 2004>
- DTR BC2.2 < charges permanentes et surcharges d'exploitation >
- NF P22-615 < poutres de roulement de pont roulants – déformations en service et tolérances >

## 2. LES LIVRES :

- JEAN MOREL < calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE3>
- Manfred A.Hirt , Rolf Bez < construction métallique volume 10 >
- Lahlou DAHMANI < CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE >

## 3. LES LOGICIELS :

- ROBOT STRUCTURELLE 2016

## 4. LES MEMOIRES :

- **Mémoire de fin d'étude de master (SM) :** étude et conception de deux hangars jumeles en r+2 avec deux ponts roulants de capacité de levage 10 tonnes.



Présenté par:

M<sup>r</sup>: BOUREDJOUANE Mohamed

M<sup>r</sup>: BOUREDJOUANE Yassine

Promoteur :

M<sup>r</sup>: MESKINE .M

Promotion :2016/2017

- **Mémoire de fin d'étude de master (SM) :** étude de la structure métallique d'une gare ferroviaire

Présenté par:

Mr.KITOUS.Kamal

Mr.MOULLA.Mazigh

Promoteur :

Mr.Ouakli Ahmed

Co-Promoteur :

M<sup>r</sup>: MESKINE .M

Promotion :2017/2018

- **Mémoire de fin d'étude de master (CM) :** études et conception d'un atelier mécanique avec deux ponts roulants et bloc administratif r+2

Présenté par:

Mr: NASSIM

Mr: KACI FARES

Promoteur :

Mr: MENAD. S

Promotion :2014

- **Mémoire de fin d'étude de master (CM) :** étude et conception d'un bâtiment industriel avec estacades

Présenté par:

M<sup>r</sup>: MESKINE .M

Promoteur :

Mr: MENAD. S

Promotion :2006

## 5. Les sites internet :

- Freelem - Logiciel de calculs de structures gratuit basé sur la méthode des éléments finis
- Eurocode Design & Calculation Tools for Structural Engineers (eurocodeapplied.com)
- Cours génie civil - Outils, livres, exercices et vidéos|4geniecivil
- CMEC3 (google.com)
- dimensionnement CdR (free.fr)
- Convert Units - Measurement Unit Converter
- <http://univ-bejaia.dz/jspui/>
- <https://www.dlubal.com/fr>

## التلخيص

مشروع نهاية الدراسة الخاص بنا والذي يحمل عنوان تصميم وتحجي ورشة تخزين و توصيل مواد المعدنية برافعتين علويتين بسعة 15طن على التسلسل تقع في حمادي بالجزائر العاصمة. في هذا المشروع ، المحاور الرئيسية لـ الدراسة هي تصميم وتحجيم والتحقق من هيكل الإطار الصلب . يجب أن يتم التصميم ، من المخططات المعمارية التي تحدد هندسة الهيكل ، ثم يعد اختيار نوع غطاء السقف ومحيط الهيكل ؛ يجب أن ندرس مقاومة واستقرار عناصر الهيكل ، ا الإصدار تنظيم " يتم تنفيذ هذا العمل بعد تحديد وتقدير قيم الحمولة التي تعمل على الهيكل ، وفق "DTR 2013" . يقدم إعداد مذكرة الحساب المتعلقة بأبعاد العناصر الهيكلية والثانوية المكونة لهذا الهيكل بالإضافة إلى أنماط تجميعها الجزء الأكثر أهمية من هذا العمل ، ويتم إجراء الدراسة على أساس معايير EUROCODE 3 و RPA 99 لجزء الإطار المعدني ، وأعمدة ، العارضة الرملية ، العارضة تحمل وتدعيم) بمساعدة برنامج الروبوت (الإصدار 2016

## Résumé

Notre projet de fin d'étude qui s'intitule conception et dimensionnement d'un hall de Stockage et livraison des produits sidérurgique en charpente métallique avec deux ponts roulant de capacité 15tonnes chacun qui se situe à hammadi wilaya de boumerdes .Dans ce projet, les axes principaux de l'étude sont la conception , le dimensionnement et la vérification de la structure en charpente métallique .

La conception doit être faite, à partir des plans d'architectures qui définissent la géométrie de la structure, ensuite et après avoir choisir le type de couverture de la toiture et le périphérique de la structure ; on doit étudier la résistance et la stabilité des éléments de la structure, Ce travail s'effectue après avoir définir et estimer les valeurs de charges agissant sur la structure, selon le règlement «DTR»version2013.

L'élaboration de la note de calcul concernant le dimensionnement des éléments structuraux et secondaires composant cette structure ainsi que leurs modes d'assemblages, présente la partie la plus importante de ce travaille, l'étude est effectuée avec en se basant sur les normes EUROCODE 3 et RPA 99 pour la partie charpente métallique, Pour l'ensemble du projet le dimensionnement des éléments principaux (poteaux, traverse poutre sablière, poutre de roulement et les contreventements) se fait avec l'aide du logiciel robot( version 16).

## Abstract

Our end-of-study project which is entitled the design and sizing of a steel products storage and delivery hall with a two 15-tons capacity overhead crane located in hammadi wilaya of boumerdes. In this project, the main axes of the study is the design, sizing and verification of the steel frame structure.

The design must be done, from the architectural plans that define the geometry of the structure, then and after choosing the type of roof covering and the peripheral of the structure; we must study the resistance and stability of the elements of the structure,

This work is carried out after having defined and estimated the load values acting on the structure, according to the "DTR" regulation version 2013.

The elaboration of the calculation note concerning the dimensioning of the structural and secondary elements composing this structure as well as their modes of assembly, presents the most important part of this work, the study is carried out with based on EUROCODE standards 3, for the reinforced concrete part which represents the foundation system, For the entire project the sizing of the main elements (columns, cross beam sandpit, beam bearing and bracing) is done with the help of robot software (version 16).