

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

Université Abderrahmane Mira de Béjaïa

Faculté de Technologie

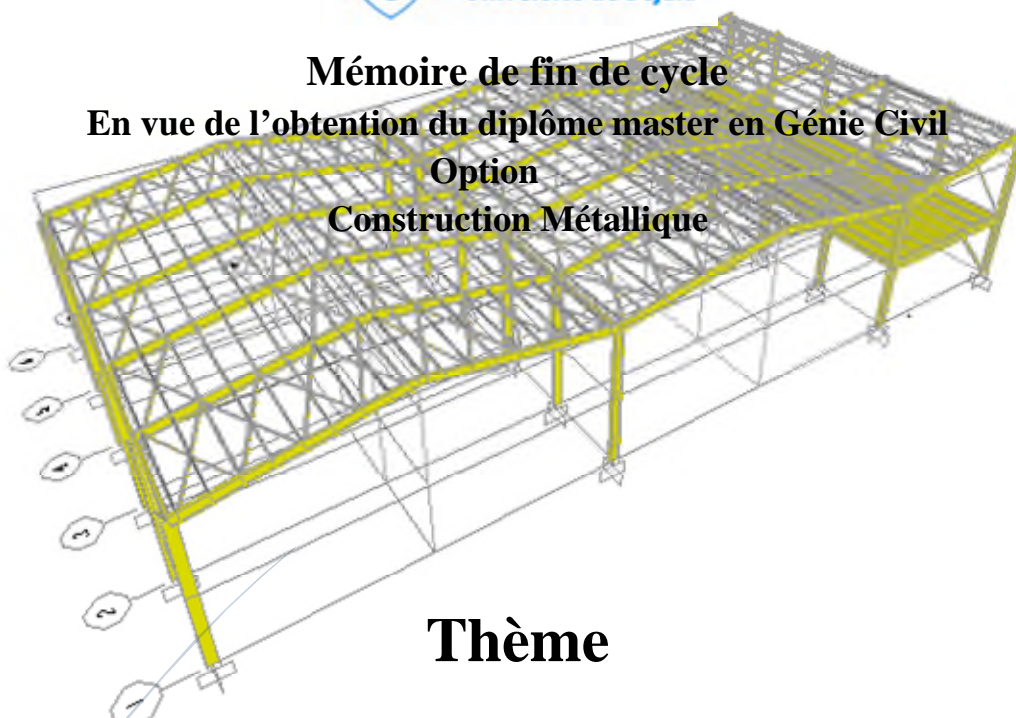
2014/2015

Département de Génie Civil



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

Mémoire de fin de cycle  
En vue de l'obtention du diplôme master en Génie Civil  
Option  
Construction Métallique



## Thème

*Etude d'un hangar à cinq versants avec une mezzanine*

Réalisé par :

- ✓ GHEBRIOU Farid
- ✓ MOULOUD Farida

Encadré par :

- ✓ Mme : MANSOURI

Membres du Jury :

- ✓ Mr : LEBIODH
- ✓ Mr : HAZZAM

# Remerciements

Nous tenons à remercier Dieu, le tout puissant, de nous avoir donné la volonté et le courage pour réaliser ce modeste travail.

En témoignage de notre gratitude de notre respect, nous adressons nos sincères remerciements à :

- Notre promotrice
- Les membres du jury d'avoir accepté de juger notre travail
- Nous tenons également à remercier toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin, ne serait-ce qu'à une proposition, un encouragement, ou une orientation, à l'élaboration de ce modeste travail.

# *Dédicaces*

*Farid*



*A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour*

*A ceux qui m'ont encouragé et soutenu depuis toujours*

*Et ceux à qui je dois tant*

*A ma cher Mère pour son amour et son support continu*

*Que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde reconnaissance pour tout ce qu'elle a fait pour moi.*

*A mes frères et mes sœurs*

*A mes cousins et cousines.*

*A mes adorables amis : Habib, Lyes, El Hocine, NABIL, Halim, Aziz, Sofiane, Youba, Ghilas, Toufik, Massi, Jigo, Karim, Boussaad.*

*A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.*

# Dédicaces

Farida

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on  
dédie du  
Fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en  
exprimant la  
Gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.  
Je dédie ce modeste travail :*

À ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ma  
Chère mère

À mon meilleur ami : mon père, le plus beau et bon de tous les  
pères "Amar".

À ma sœur : Fatima et son mari Malek  
À mes frères : Zouhir et Lyès.

À ma belle sœur Fouzia

À Tita

À mon binôme Farid dont le travail avec il fut un réel

Plaisir et sa famille à qui je souhaite beaucoup de bonheur

À mes adorables amis

# SOMMAIRE

## Chapitre I : generalities

I.1 Introduction :.....	2
I.2 Présentation de l'ouvrage : .....	2
I.3 Dimensions de l'ouvrage : .....	2
I.4.1 Plancher.....	3
I.4.2 Toiture .....	4
I.4.3 L'escalier.....	4
I.5 Règlements utilisés : .....	4
I.6 Stabilité de la structure : .....	4
I.7 Matériaux utilisés : .....	4
I.7.1 Acier de construction : .....	4
I.7.2 Béton : .....	6
I.8 Action : .....	6
I.8 Vérifications à effectuer : .....	7

## Chapitre II : Études climatiques.....

II.1.Introduction .....	8
II.2 Étude au vent .....	8
II.2.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul .....	8
II.2.2 : Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}$ : .....	10
La structure est de hauteur $H > 10$ m, donc on calcul $n$ : .....	10
Coefficient d'exposition $C_e$ : .....	11
II.2 .3: Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ : .....	12
b.1)Vent pignon $V_2$ (parallèle aux generatrices) .....	13
b.2) Vent Long pan ( generatrices) .....	14
b)Vent ( $V_3$ ) au long pan(pente positive) .....	15
II.2 .4: Coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ : .....	16
II.3:les tableaux des pressions $q_j$ : .....	17
II.4.Etude de neige : .....	20
II.4.1.Calcul de $S_k$ : .....	20
II.4.2.Calcul de $\mu$ : .....	20
II.5 Conclusion: .....	21
II.6 Calcul de la force de frottement :(RNVA99-chapitre 2 § 1.4) .....	21

## Chapitre III : pré-dimensionnement

III.1 Etude de bardage et de la couverture :.....	22
Etude de bardage : .....	22
➤ Etude de la couverture .....	22
III-2. CALCUL DES PANNES.....	22
III-2-1. Généralités : .....	22
III-2-2.Détermination des charges et surcharges :.....	23
b) surcharge d'exploitation Q : .....	24
c) Surcharge climatique dûe au vent : .....	25
d) Surcharge climatique de la neige : .....	25
III-2-3.Combinaisons de charge les plus défavorables : .....	25
III-2-4. Combinaisons d'actions : .....	26
III.2.5 Pré dimensionnement : .....	27
III.2.6 Dimensionnement des pannes :.....	28
III.2.6.1 Les combinaisons de calcul ELU: .....	28
III.2.6.2 Détermination des sollicitations : .....	29
III.2.6.3 Vérification de la résistance des pannes :.....	30
III.2.6.4 Vérification à L'ELS : .....	34
b) Calcul de la flèche : .....	34
III.3. Calcul des liernes : .....	35
III.3.1 Introduction : .....	35
III.3.2 calcul des réactions: .....	36
III.3.3Dimensionnement des liernes : .....	37
III.4. Calcul de l'échantignolle : .....	37
III.4.1 Introduction : .....	37
III.4.2 Dimensionnement de l'échantignolle : .....	37
III.4.2.1 Evaluation des charges:.....	38
b) Dimensionnement de l'échantignolle : .....	39
III.5. Calcul des lisses de bardage : .....	39
III.5.1 Introduction : .....	39
III.5.2 Détermination des charges et surcharges : .....	39
a) Les charges permanentes.....	39
III.5.3 Combinaisons d'actions : .....	40
III.5.4 Pré dimensionnement : .....	40
III.5.5 Dimensionnement des lisses:.....	41
III.5.5.1 Les combinaisons de calcul : .....	41
III.5.5.2 Détermination des sollicitations : .....	42

---

III.5.5.3 Vérification de la résistance des lisses : .....	42
III.5.5.4 Vérification à L'ELS : .....	43
III.5.5.5 Vérification au déversement : .....	44
III.6. Calcul des suspentes (Tendeurs de lisses):.....	45
III.6.1calcul des réaction : .....	46
III.3.3Dimensionnement des suspentes.....	47
III.7 Calcul des potelets : .....	47
III.7.1 Introduction :.....	47
III.7.2 Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé : .....	49
III.7.2.1 charges permanentes G :(verticale concentrée) :.....	49
III.7.2.2 Surcharge climatique V : .....	49
III.7.3 Dimensionnement du potelet : .....	49
III.7.3.1 Vérification de la section a la résistance :.....	50
III.7.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités :.....	51

## Chapitre IV :les escaliers

IV.1 Calcul des escaliers: .....	56
IV.1 -1 Calcul de l'escalier droit (en métal) : .....	56
• Règle de BRONDEL .....	57
IV.1 -1-1 Calcul des éléments de l'escalier :.....	57
Charges et surcharges sur l'escalier : .....	57
Charges permanentes : .....	57
Charges d'exploitation : .....	58
pré dimensionnement de la cornière du support :.....	58

## Chapitre V : le plancher

V.2Disposition des poutrelles :.....	62
V.3Caractéristique des éléments constructifs .....	63
V.3.1L'acier.....	63
V.3.2Le béton .....	63
V.4Méthode de calcul .....	63
V.4.1Phase de construction.....	64
V.4.2Phase finale.....	64
V.5Vérification des solives au stade de montage .....	64
V.5.1Évaluation des charges .....	64
V.5.1.1 Les charges permanentes .....	64
V.5.1.2 Les charges variables : .....	65
V.5.2Combinaison des charges : .....	65
V.5.3Vérification de la flèche: .....	65

---

V.5.4Vérifications à la résistance .....	66
V.5.4.1Vérification au cisaillement .....	66
V.5.4.2Vérification au moment fléchissant.....	66
V.6Vérification au stade final :( Après durcissement du béton) .....	67
V.6.1Évaluation des charges .....	67
V.6.1.1 Les charges permanentes : .....	67
V.6.1.2 Les charges variables : .....	67
V.6.2Combinaison des charges : .....	67
V.6.3Calcul de largeur efficace du béton .....	68
V.6.4 La position de l'axe neutre : .....	68
V.6.5Position de l'axe neutre plastique : .....	69
V.6.6 Le moment d'inertie de la section mixte : .....	70
V.6.7Moment fléchissant maximal dans la section mixte : .....	70
V.6.8Contrainte de flexion simple : .....	70
V.6.8.1 Contrainte dans la poutre d'acier .....	70
V.6.8.2 Contrainte dans la dalle en béton : .....	71
V.6.9Vérification de la flèche: .....	71
V.6.10Vérifications à la résistance .....	72
V.6.10.1 Vérification au moment fléchissant:(résistance) .....	72
V.6.10.1.1 Calcul du moment plastique résistant .....	72
V.6.10.2 Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement) .....	72
V.6.11Vérification à l'interaction de l'effort tranchant : .....	73
V.7Calcul de la poutre principale: .....	74
V.7.1Caractéristiques du plancher : .....	74
V.7.4Vérifications de la résistance .....	76
V.7.4.1 Détermination de la classe de la section .....	76
V.7.4.2Vérification au moment : .....	76
V.7.4.3Vérification au Cisaillement .....	77
V.8Calcul de la poutre secondaire.....	78
V.8.1Caractéristiques de la poutre secondaire .....	78
V.8.2Pré dimensionnement .....	78
V.8.3Vérifications de la résistance : .....	78
V.8.3.1Détermination de la classe de la section : .....	79
V.8.3.2Vérification au moment : .....	79
V.7.4.3Vérification au Cisaillement .....	80
V.9Calcul et dimensionnement des connecteurs : .....	81
V.9.1Nombre de connecteurs : .....	81



---

V.9.2Capacité de déformation des connecteurs :.....	82
V.9.3Effort de cisaillement longitudinal :.....	82
V.9.4Résistance de calcul des connecteurs :.....	82
V.9.5Calcule des goujons :.....	83

## Chapitre VI: Etude sismique

VI-1.Introduction :.....	86
VI-2.DESCRPTION DE SAP 2000 :.....	86
VI-3.CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F :.....	86
VI-4.Modélisation.....	87
VI-4.1Analyse de la structure :.....	87
VI-4.2 Méthodes de calcul :.....	87
La méthode statique équivalente : .....	87
Principe de la méthode statique équivalente : .....	87
Calcul de la force sismique totale : .....	87
Estimation de la période fondamentale de la structure : .....	88
Principe de la méthode dynamique spectrale : .....	92
1) Spectre de repense de calcul : .....	92
2) Nombre de modes à considérer :.....	93
Résultat de calcul : .....	93
Pourcentage de participation de masse : .....	93
Les réponses modales de la structure :.....	94
VI-5.Analyse des résultats :.....	95
VI.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques : .....	96
VI.5.3Vérification des déplacements : .....	96

## Chapitre VIII: Calcul des contrevenements

VII.1 Introduction : .....	98
VII.2 Calcul de la poutre au vent en pignon : .....	98
VII.2.1.1 Evaluation des efforts horizontaux :.....	98
VII.2.1.2Effort de traction dans les diagonales : .....	99
VII.2.1.3Section de la diagonale :.....	99
VII.3Vérification des pannes (montants de la toiture au vent) :.....	100
VII.3.1Vérification de la panne intermédiaire :.....	100
VII.3.1.1 Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de flambement :.....	100
VII.3.1.2Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de déversement :.....	101

VII.3.2Vérification de la panne sablière : .....	102
VII.3.2.1 Vérification de la panne sablière a la flexion déviée composée avec risque de flambement :103	
VII.3.2.2Vérification de la panne sablière à la flexion déviée composée avec risque de déversement :103	
VII.4Contreventement vertical du long-pan : .....	104
VII.4.1Dimensionnement de la palé de stabilité de rive : .....	104
VII.4.2 Dimensionnement de la pale de stabilité intermédiaire : .....	104
VII.5Calcul de la poutre sablière : .....	104
VII.5.1 Pré dimensionnement : .....	104
V.5.2 Vérification de la résistance de la poutre sablière .....	104

## Chapitre VII: Verification de l'ossature

VIII.2 Vérification des diagonales de contreventement : .....	106
VIII.3 Les vérifications à faire sont : .....	106
VIII.3.1 A la traction : .....	106
VIII.3.2Au flambement (compression) : .....	106
VIII.3.3La condition de résistance (ratio) : .....	106
VIII.4 Vérification des poteaux : .....	107
a)Vérification des poteaux HEA500 : .....	107
VIII.5 Les traverses IPE600 : .....	110
VIII.6 Les pannes de la toiture IPE200 : .....	111
VIII.7 Conclusion : .....	112

## Chapitre IX: calcul des assemblages

INTRODUCTION .....	113
Assemblage poteau- traverse : .....	113
2-1) Disposition des boulons .....	113
<b>Erreur ! Signet non défini.</b> .....	115
2-2) Vérification à l'assemblage trop long : .....	119
3 Assemblage des éléments de contreventements : .....	120
3-2. Assemblage des contreventements verticaux : .....	120
Assemblage gousset- poteau .....	120
a-1) Pré dimensionnement du gousset : .....	120
a-2) Pré dimensionnement de la gorge : .....	121
b-1) Dimensionnement de la gorge : .....	121
Assemblage gousset- gousset : .....	121

d-1) Distribution de l'effort 'F' sur les boulons : .....	121
d-2) Dimensionnement des boulons : .....	122
d-3) Disposition géométrique : .....	122
d-4) Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs : .....	122
d-5 Vérifier à la pression diamétrale : .....	122
calcul des assemblages avec logiciel robot: .....	123-165

## **Chapitre X: Calcul des fondations**

X.1- Introduction : .....	166
X.2 Calcul des fondations: .....	166
X.2.1Prédimensionnement de la semelle : .....	167
X.3 Calcul des armatures : .....	169
X.4 Fondation sous potelet : .....	171
X.4.1 Dimensionnement de la semelle : .....	171
X.4.2 Calcul des armatures : .....	173
X.5 Calcul des longrines : .....	174
X.5.1 Introduction : .....	174
X.5.2 Pré dimensionnement : .....	174
X.5.3 Ferrailage : .....	175
X.6 Le futs : .....	177
X.6.1 Introduction : .....	177
X.6.2 Ferrailage des futs : .....	177

## **Chapitre X: Verification d'ensemble**

XI.1 Introduction: .....	179
XI.2 Détermination des moments renversants ( $M_R$ ) : .....	179
XI.2.1. Cas du vent : .....	179
XI.2.2 Cas du séisme : .....	183
XI.2.2.1 Calcul des moments résistant (stabilisateurs) .....	183
XI.2.2.2 Vérification au renversement de la structure .....	183

Figure I.1 Dimension de l'ouvrage.....	3
Figure I-2: Composition du plancher mixte.....	3
Figure I-3: Diagramme effort /déformation de l'acier. ....	5
Figure II-1: Les directions principales du vent.....	9
Figure II-2: Valeurs de Cd pour les structures métalliques. (Chapitre 3 ..... fig3.2.RNV1999).....	10
FigII.3 : répartition de la pression dynamique .....	11
Coefficient d'exposition $C_e$ : .....	11
Fig II.4: légende pour les parois vertical (long pan) .....	13
Fig II.5: légende pour les parois vertical (pignon) .....	13
Fig II.6: légende pour la toiture (1 <sup>er</sup> versant) .....	14
FigII.7: vent aulongpan(V1) .....	15
FigII. 8: légende pour toiture.....	15
Fig II.9: vent long pan(V3).....	16
FigII.10: légende pour toiture.....	16
Fig II.11: les différents direction de vent.....	17
Fig II.12: les toiture 1.2.3 pour V3 .....	19
Fig II.13: les toiture 1.2.3 pour V1 .....	20
Fig II.14: coefficient de forme .....	21
FigureIII .1 La pente de calcul.....	23
Figure III .2 Schéma statique sous charge d'entretien .....	24
Figure III.4 : Schéma explicative de la panne. ....	27
FigureIII.5 : présentation des liernes.....	35
Figure III.6 : les schémas statiques.....	36
Figure III.7 : représentation des efforts.....	36
Figure III.8 : Echantignole. ....	37
Figure III.9: Dimensions de l'échantignolle.....	39
Figure V-1: éléments constructifs de plancher .....	39
Figure V-2: Schéma de la trame supportant les planchers. ....	40
Figure V-3: Largeur de la dalle effective.....	41
Figure V-4: position de l'axe neutre plastique qui passe par la dalle.....	41
Figure V-5: Diagramme des contraintes de flexion simple .....	42
Figure V-7: Schéma statique du sommier .....	42
Figure V-9: Schéma statique de la poutre secondaire .....	44

Figure V-10: Caractéristique des connecteurs .....	43
Figure III.10 : les schémas statiques.....	45
Figure III.11 : représentation des efforts.....	45
Figure III.12 :schéma statique du potelet. ....	48
Figure IV.1 : Vue en 3D de l'escalier.....	57
Figure IV.- 2 : Schéma du Limon.....	58
FigureIV.- 3: Schéma d'une marche.....	58
Figure IV.4 :Schéma des charges sur limon .....	60
Figure. V.1 : Mode de déformation (1).....	94
Figure. V.2 : Mode de déformation (2). ....	95
V.1 : Vue en plan de la poutre au vent.....	99
V.2 : les efforts agissent sur la poutre au vent.....	101
V.3 : Présentation de la poutre au vent.....	103
V.4 : Schéma statique de la poutre au vent.....	104
V.5 : Schéma statique de palée de stabilité en X .....	104
V.6 : les différents efforts sur la palée de stabilité intermédiaire.....	104
V.7 : effort sur la poutre sablière .....	105
Figure X.1 : présentation le plan de fondations.....	167
Figure X.2 : Dimension de la semelle.....	168
Figure X.3 : Schéma de ferrailage de la semelle type.....	171
Figure X.4 : les dimensions de la semelle de potelé.....	174
Figure X.5 : détail de ferrailage de la semelle de potelé .....	175
Figure X.6 : Schéma de ferrailage des longrines.....	177
Figure X.7 : section du fut à ferrailer.....	178
Figure X.8Schéma de ferrailage des futs. ....	179
Figure XI.1:Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure.....	180
Figure XI.2 :Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade principale avec surpression intérieure.....	181

Figure XI.3 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec  
dépression intérieure .....182

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau : Combinaisons de calcul. ....	7
Tableau II-1 : Les valeurs de Cd. ....	10
Coefficient d'exposition $C_e$ : .....	11
Tableau II.2: $C_{pe}$ pour les parois vertical (long pan).....	13
Tableau II.3: $C_{pe}$ pour les parois vertical (pignon).....	13
Tableau II.4: $C_{pe}$ pour la toiture (1 <sup>er</sup> versant).....	14
Tableau II.5: $C_{pe}$ pour la toiture .....	15
Tableau II.6: $C_{pe}$ pour la toiture .....	16
II.3:les tableaux des pressions $q_j$ : .....	17
paroi verticale.....	17
toiture.....	17
Vent V3 .....	18
paroi verticale.....	18
Toiture : .....	18
Vent V1 .....	19
paroi verticale.....	19
toiture1.....	19
toiture2.....	19
Toiture 3.....	20
Tableau V-1: caractéristiques de l' IPE 180 .....	66
Tableau. V.1 : Pénalité de vérification.....	90
Tableau. V.2 : pourcentage de participation de masse.....	93
TableauV.3 : Combinaisons de calcul. ....	95
TableauV.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base. ....	95
Tableau VI.5 : Déplacement max en situation durable. ....	96
TableauVI.6 : Déplacement relatif des niveaux.....	97
Tableau VIII.3 : Les sollicitations dans les poteaux HEA500.....	107
Tableau X.1 Les sollicitations à la base des poteaux HEA500. ....	167
Tableau X.6 : Les armatures des semelles.....	171
Tableau XI.1: Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0,5$ .....	180
Tableau XI.2 : Vent sur la façade principale $C_{pi}=+0,8$ . ....	181

Tableau XI.3 : Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=-0,5$ .....	182
Tableau XI.4:Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=+0,8$ .....	183
Tableau. XI.5 : Vérification au renversement de la structure. ....	184



# Notations

$A$	Aire de la section brute.
$A_{net}$	Aire de la section nette.
$A_{eff}$	Aire de la section efficace.
$A_v$	Aire de cisaillement.
$H$	Hauteur de la section transversale.
$b$	Largueur des semelles.
$r$	Rayon du congé de raccordement.
$t_f$	Épaisseur des semelles.
$t_w$	Épaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
$I_w$	Facteur de gauchissement.
$I_t$	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
$W_{eff}$	Module élastique efficace de la section.
$N_{pl}$	Effort normal résistant plastique.
$N_u$	Effort normal ultime de la section nette.
$N_{net}$	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
$M_{cr}$	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
$\lambda_{cr}$	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
$\psi_s$	Coefficient de scellement relatif à une armature ( $\psi$ ).
$\tau$	Contrainte tangente ( $\tau$ ).
$\Phi$	Diamètre d'une armature transversale.
$\mu_{scr}$	Moment ultime à L'ELS ( $\mu$ ).
$\mu_{bu}$	Moment réduit à L'ELU.
$\alpha$	Facteur d'imperfection pour le flambement.
$\lambda_{LT}$	Elancement réduit pour le déversement.
$\chi_{LT}$	Coefficient de réduction pour le déversement.
$\alpha_{LT}$	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$\beta_{MLT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
$f_y$	Résistance limite d'élasticité.
$f_u$	Résistance limite de rupture.
$V_u$	Effort tranchant de calcul ultime.
$a$ et $b$	Largueur de poteaux.

A et B	Largeur des semelles.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
h	Hauteur de la semelle.
$S_t$	Espacement des armatures transversales.
$l_f$	Longueur de flambement.

# Notations générales

## Actions

- $G$  : charge permanente uniformément répartie (kN/ml).  
 $Q$  : charge d'exploitation uniformément répartie (kN/ml).  
 $E$  : action sismique.  
 $S$  : charge de neige (kN/m<sup>2</sup>).  
 $S_k$  : charge de neige sur le sol (kN/m<sup>2</sup>).  
 $V$  : charge de vent (kN/m<sup>2</sup>).  
 $q_j$  : pression statique du vent (N/m<sup>2</sup>).  
 $q_{dyn}$  : pression dynamique du vent (N/m<sup>2</sup>).  
 $q_{u,s}$  : charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).  
ELU : Etat limite ultime.  
ELS : Etat limite de service.

## Sollicitations-Contraintes-Déformations

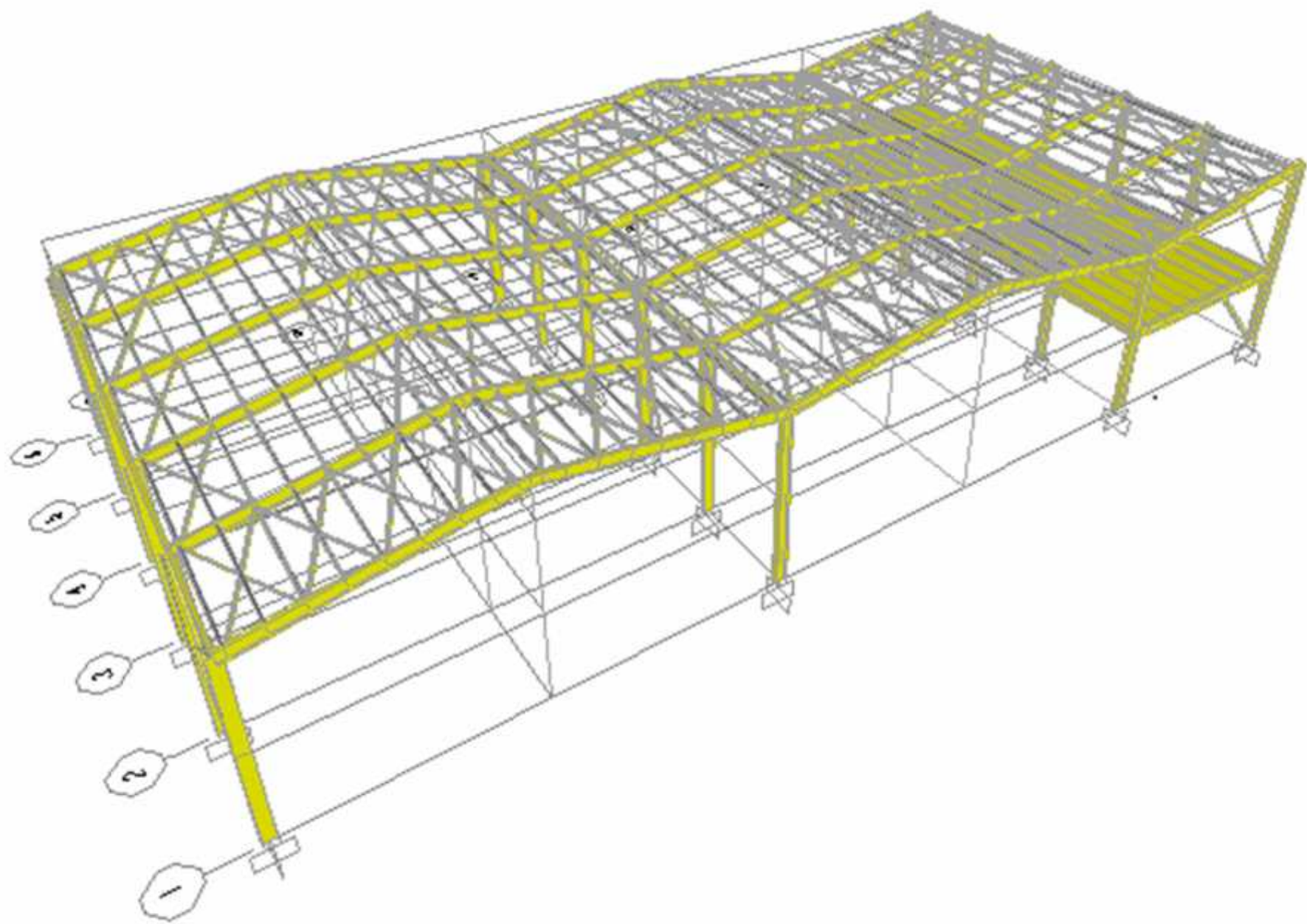
- $E_a$  : module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).  
 $\nu$  : coefficient de poisson pour l'acier.  
 $G$  : module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).  
 $F_p$  : effort de précontrainte dans un boulon (kN).  
 $M_{sd}$  : moment sollicitant maximum (kN.m).  
 $M_{Rd}$  : moment résistant (kN.m).  
 $M_{st}$  : moment stabilisateur  
 $M_{cr}$  : moment critique élastique de déversement.  
 $N_{sd}$  : effort normal due aux charges verticales (kN).  
 $N_u$  : effort normal pondéré (kN).  
 $N_{Rd}$  : effort normal résistant (kN).  
 $N_{pl}$  : effort normal de plastification (kN).  
 $V_{sd}$  : effort tranchant sollicitant (kN).  
 $V_{pl}$  : effort tranchant de plastification (kN).  
 $f$  : flèche d'une poutre (mm).  
 $f_{adm}$  : flèche admissible (mm).  
 $f_y$  : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).  
 $f_u$  : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).  
 $f_{ub}$  : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).  
 $\epsilon$  : allongement relatif (déformation %).  
 $\epsilon_y$  : déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).  
 $f_{yb}$  : résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).  
 $\sigma$  : contrainte normale (MPa).  
 $\tau$  : contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

## Caractéristiques géométriques

- A : section brute d'une pièce ( $\text{cm}^2$ ).  
 $A_{\text{net}}$  : section nette d'une pièce ( $\text{cm}^2$ ).  
 $A_v$  : aire de cisaillement ( $\text{cm}^2$ ).  
 $I_y$  : moment d'inertie de flexion maximal ( $\text{cm}^4$ ).  
a : épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).  
b : largeur d'une semelle d'une poutre (mm).  
 $b_{\text{eff}}$  : largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).  
h : hauteur d'une pièce en générale (mm).  
 $h_p$  : hauteur de la tole profilée (mm).  
 $h_c$  : épaisseur de la dalle en béton armé (cm).  
 $A_s$  : section d'armature de béton ( $\text{cm}^2$ ).  
L : longueur, ou portée d'une poutre (m).  
 $L_{\text{cr}}$  : longueur critique (m).  
t : épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).  
 $t_f$  : épaisseur d'une semelle de poutre (mm).  
 $t_w$  : épaisseur d'une âme de poutre (mm).  
i : rayon de giration d'une section (mm).  
 $L_f$  : longueur de flambement (mm).  
 $v_s$  : distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.  
 $v_i$  : distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

## Coefficients et grandeurs sans dimensions

- n : nombre de connecteur répartie sur une longueur critique.  
P : nombre de plans de cisaillement ou de frottement.  
n : coefficient d'équivalence acier-béton.  
 $C_{pi}$  : coefficient de pression intérieur.  
 $C_{pe}$  : coefficient de pression extérieur.  
K : coefficient de flambement.  
 $K_y, K_z$  : coefficient de flambement-flexion.  
 $\beta_M$  : facteur de moment uniforme équivalent (flambement).  
 $\varepsilon$  : coefficient de réduction élastique de l'acier ( $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$  ).  
 $\lambda$  : élancement de l'élément.  
 $\lambda_K$  : élancement eulérien.  
 $\bar{\lambda}$  : élancement réduit.  
 $\bar{\lambda}_{LT}$  : élancement de déversement.  
 $\mu$  : coefficient de frottement entre deux pièces en contact.  
 $\chi$  : coefficient de réduction de flambement.  
 $\chi_{LT}$  : coefficient de réduction de déversement.  
 $\gamma$  : coefficient partiel de sécurité.  
Indice (sd) : sollicitation de calcul.  
Indice (Rd) : résistance de calcul.



# *Introduction*

Actuellement la construction métallique occupe un rôle technologique dans les domaines (charpente, chaudronnerie ouvrages d'arts.....).

En Algérie, notamment après le séisme de Boumerdes (21 mai 2003), les autorités ont effectué quelques modifications en ce qui concerne les règles codifiées de la construction ; Vue de son impact, la construction en charpente métallique a pris une situation importante dans les domaines de construction, car elle à prouver son efficacité et sa résistance lors du séisme.

Alors : en tant qu'un master II en construction métallique, il nous a été proposés d'étudier un **hangar** de stockage produit fini **à cinq versants**

Pour mener à bien l'étude, nous allons entamer notre travail par une étude climatique pour déterminer les efforts exercés sur le hangar. Ensuite, nous allons procéder aux dimensionnements des éléments de la toitures (couverture, pannes, liernes, l'échantignolle), et les éléments des parois (bardages, liernes.....) et les éléments de plancher plus l'escalier.

Les portiques seront dimensionnés à partir d'une étude sismique suivant le RPA 99 version 2003. Pour assurer une meilleure stabilité à notre bâtiment un système de contreventement en perspective sera également dimensionné.

La dernière étape consistera à choisir les types d'assemblages envisagés pour chaque cas.

Une bonne fixation du hangar nécessite un dimensionnement des tiges d'ancrage.

Pour cela, nous avons suivi le plan de travail suivant :

Chapitre I : Généralités ;

Chapitre II : Étude climatique ;

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaire ;

Chapitre IV : Étude du plancher ;

Chapitre V : Étude sismique;

Chapitre VI : Étude de contreventement;

Chapitre VII : Vérification de l'ossature

Chapitre VIII : calcul des assemblages ;

Chapitre IX : étude de l'infrastructure;

Chapitre X : Calcul l'instabilité d'ensemble ;

Enfin, nous terminerons par une conclusion générale.

# *Chapitre I : Généralités*



### I.1 Introduction :

Ce projet consiste à une étude d'un hangar de stockage à cinq versants en construction métallique qui sera implanté dans la ville de rghaia à Alger, qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone moyenne sismicité III,

### I.2 Présentation de l'ouvrage :

Dans notre projet, on s'intéresse à l'étude et au dimensionnement par calcul et vérification de la résistance et de la stabilité d'un hangar industriel à trois travées, dont l'ossature est formée par un système de barres constitué essentiellement de poutres, poteaux et traverses.

### I.3 Dimensions de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- ✓ Le long-pan est constitué de 5 travées de 6 m, d'où la longueur de l'ouvrage est de **30m**.
- ✓ Le pignon est constitué de trois travées. Deux travées de 24 m et le troisième est de travée de 12 m d'où la largeur de l'ouvrage est de **60 m**.
- ✓ La hauteur de l'ouvrage est de **12 m**.
- ✓ La hauteur des poteaux est de **10 m**.
- ✓ La pente des versants est de **16%**.

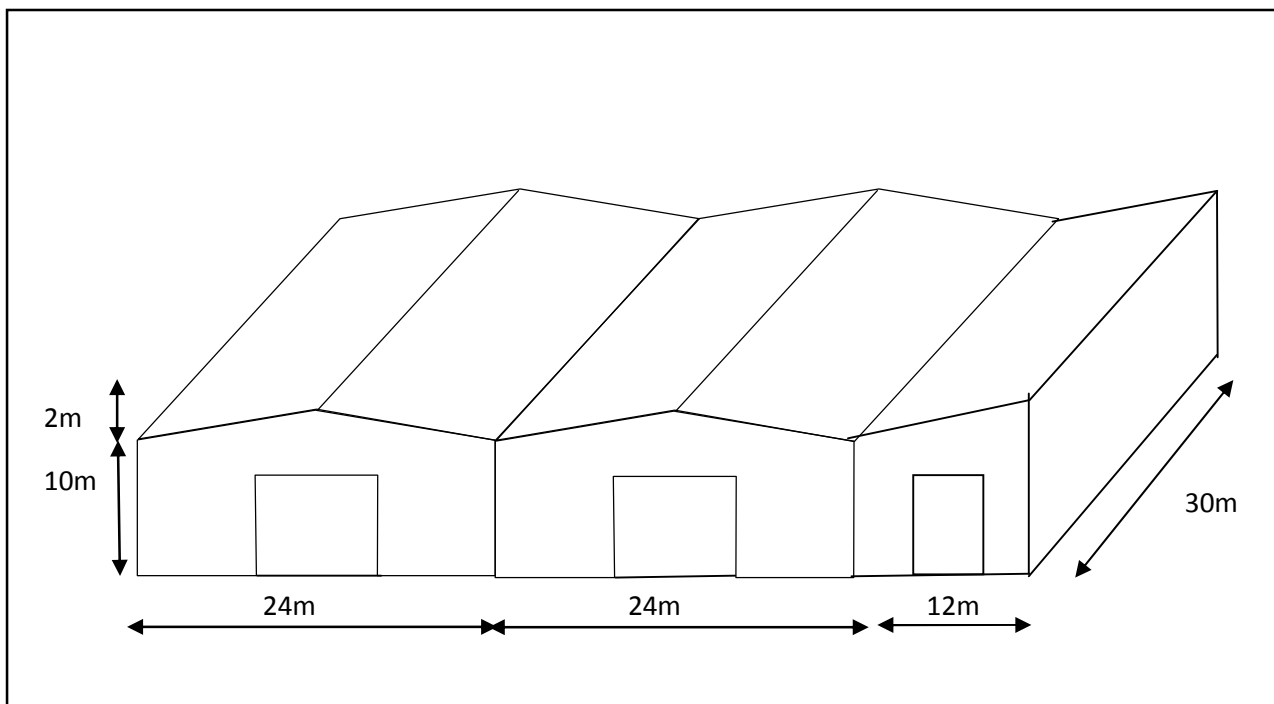
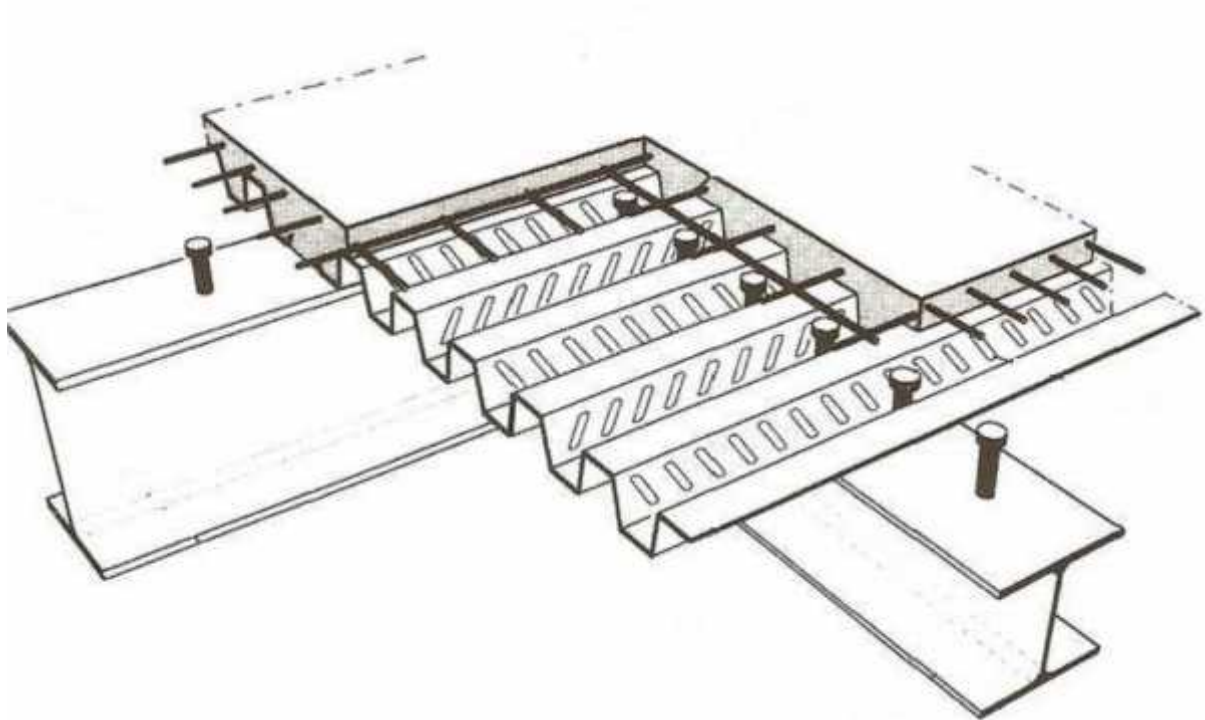


Figure I.1 Dimension de l'ouvrage

### I.4.1 Plancher

La structure comporte un plancher collaborant (figure I-2) constitués de :

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



**Figure I-2:**Composition du plancher mixte.

### I.4.2 Toiture

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

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.

- La rapidité d'exécution

### I.4.3 L'escalier

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, dans notre cas elles sont réalisées avec des éléments métallique.

### I.5 Règlements utilisés :

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97 et Eurocode03)

document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.44.

- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA99 version2003) D.T.R-B.C-2.48.
- ✓ Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22.
- ✓ Règles neige et vent (RNVA 99) D.T.R-C2.47.
- ✓ Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C.2-33.

### I.6 Stabilité de la structure :

La stabilité de la structure dans le sens transversal est assurée par une succession de portiques transversaux en poteaux et traverses, renforcée par des poutres au vent de long-pan, alors que la stabilité longitudinale est réalisée par des contreventements, à savoir : Contreventement vertical de long-pan et une poutre au vent de pignon.

### I.7 Matériaux utilisés :

#### I.7.1 Acier de construction :

Les règlements Eurocode03, CCM 97 est applicable aux structures en acier soudable dont les Propriétés, les dimensions, la masse et les tolérances dimensionnelles et massiques sont Conformes aux normes en vigueur.

#### Les propriétés :

##### a) Résistance:

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le tableau 3-1 du CCM 97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier  $f_e E235$ .

##### b) Ductilité :

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Le rapport  $f_u / f_y > 1,2$
- ✓ La déformation ultime  $u \geq 20$  fois la déformation élastique.

- ✓ à la rupture, L'allongement sur une longueur de  $5,65\sqrt{A_0}$ , soit supérieure à 15%, avec Aosection transversale initiale.

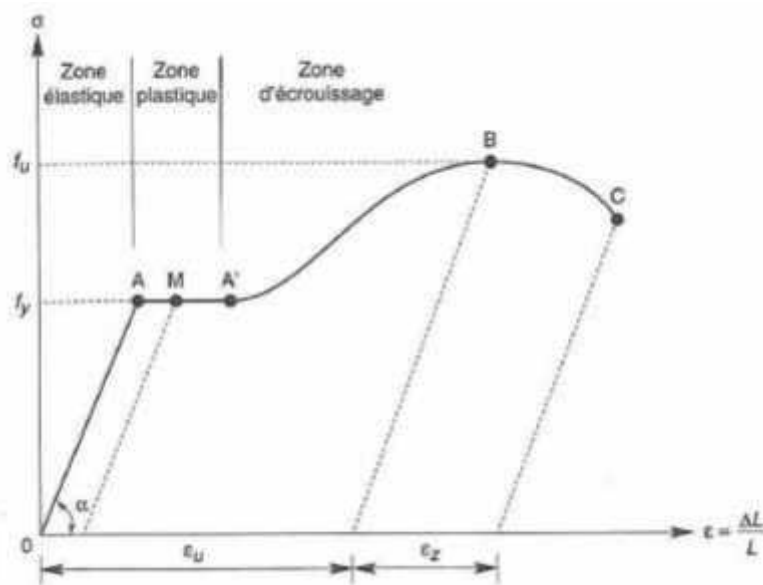


Figure I-3: Diagramme effort /déformation de l'acier.

### c) Propriétés mécaniques :

- ✓ Module d'élasticité longitudinale :  $E= 210000 \text{ MPA}$
- ✓ Module d'élasticité transversale :  $G= E / 2(1+ \nu)= 0,4.E$
- ✓ Coefficient de poisson :  $\nu= 0,3$
- ✓ Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 .E-6\text{par } c^\circ$
- ✓ Masse volumique :  $\rho =7850 \text{ kg/m}^3$

### I.7.2 Béton :

Le béton utilisé est de classe  $C_{25}$  pour les fondations est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment ordinaire CPA 325 dont les caractéristiques sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours :  $F_{c28}= 25 \text{ MPA.}$
- ✓ La résistance à la traction à 28 jours :  $F_{t28}= 2,1 \text{ MPA.}$

### I.8 Action :

Les actions susceptibles de solliciter la construction sont :

- ◆ Les actions permanentes qui comprennent :
  - Le poids propre de la construction.

- Le poids propre des équipements.
- Poids, poussées, et pressions des terres.
  - ◆ Les actions variables qui comprennent :
    - Les charges d'exploitation.
    - Les charges appliquées en cours d'exécution.
  - ◆ Les actions climatiques :
    - Neige.
    - Vent.
    - Variation de température.
  - ◆ Actions accidentelles :
    - Le séisme.
    - Les explosions.
    - Les chocs.

La vérification de la structure se fait sous les combinaisons les plus défavorables des actions citées précédemment multipliées par des coefficients de pondération fixés par les règlements : CCM 97, RPA 99 et RNVA 99.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service	Accidentels
$G + 1,5W1D$	$G + W1D$	$G + Q + E$
$G + 1,5W1S$	$G + W1S$	$G + Q - E$
$G + 1,5W2D$	$G + W2D$	$G + S + E$
$G + 1,5W2S$	$G + W2S$	$G + S - E$
$G + 1,5 S$	$G + Q$	$0,8G + E$
$1,35G + 1,5 Q$	$G + S$	$0,8G - E$
$1,35G + 1,5S$	$G + 0,9(Q + S)$	$G + Q + 1,2 E$
$1,35(G + S)$		$G + Q - 1,2 E$
$1,35(G + Q + S)$		

**Tableau :** Combinaisons de calcul.

**I.8 Vérifications à effectuer :**

Les vérifications à faire sous les combinaisons précédentes sont :

- ◆ à l'ELU:
  - Vérification à la résistance des sections transversales.
  - Vérification à la résistance des éléments (aux instabilités)
  - Vérification à la résistance des assemblages.
  - Vérification à la stabilité globale de l'ossature.
- ◆ à l'ELS
  - Vérification des flèches et des déplacements.

***Chapitre II :***  
***Etude Climatique***

## Chapitre II : Études climatiques

### II.1.Introduction

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent. L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Par conséquent, Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Le calcul des actions dues au vent sera calculé par le règlement Neige et Vent du RNVA99. En effet, ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties

### II.2 Étude au vent

#### II.2.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul

##### a) Effet de la région

Selon le RNVA 99, notre Projet est situé dans la commune (reghaia) de la wilaya de alger qui est classé en zone I. Par conséquent, selon le( tableau 2-3 du RNVA99), la pression de référence est comme suit :  $q_{ref} = 375 \text{ N/ m}^2$ .

##### b) Effet du site

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient appelé « coefficient d'exposition » ( $C_e(z)$ ). Ce dernier tient compte des effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  et de la topographie du site par le coefficient de topographie ( $C_t(z)$ ).

La structure sera implantée dans une zone industrielle :

D'où

- Le facteur de terrain  $K_T = 0,22$
- Le paramètre de rugosité  $Z_0 = 0,3$  (tableau 2-4, chapitre II RNVA99).
- La hauteur minima  $Z_{min} = 8\text{m}$ .

Avec

- $K_T$  : Le facteur de terrain.
- $Z_0$  (m): Le paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$ (m) : La hauteur minima.



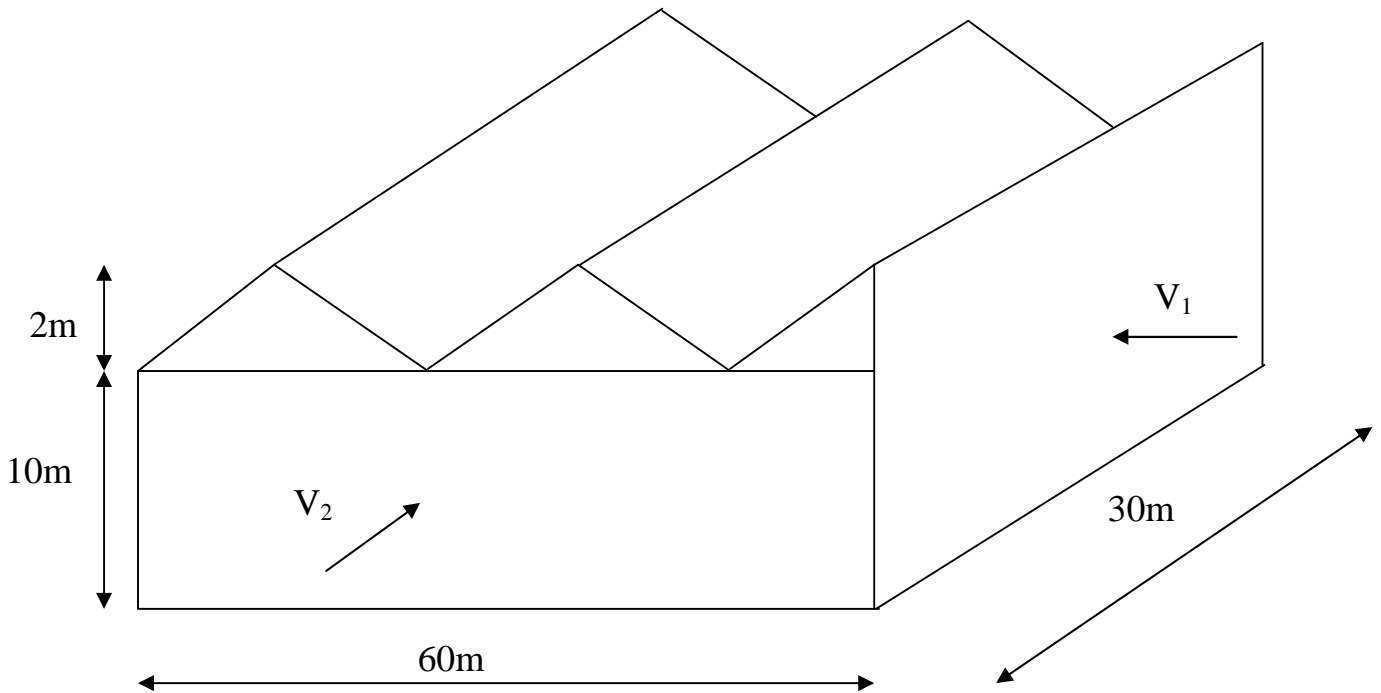
**c) Coefficient de topographie**

Le site est plat, le coefficient de topographie  $CT=1$ . (Tableau 2-5, chapitre II RNVA99).

**d) Calcul du coefficient dynamique  $C_d$**

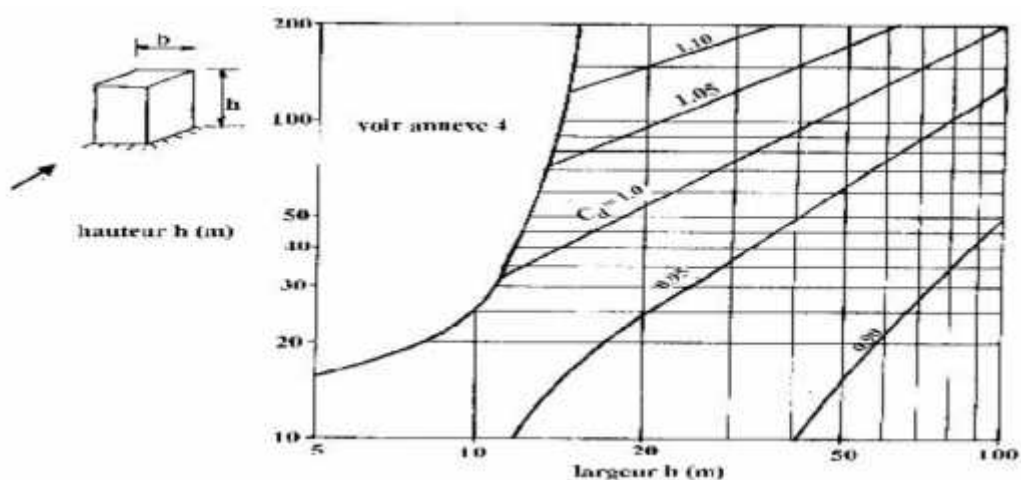
$C_d$  est donné en fonction de :

- $b$  (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- $H$  (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.



**Figure II-1:** Les directions principales du vent.

- La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque de la (figure 3.2 du RNVA99) pour la détermination du coefficient  $C_d$  pour chaque direction.



**Figure II-2:** Valeurs de  $C_d$  pour les structures métalliques. (Chapitre 3 fig3.2.RNV1999)

- **Direction longitudinale du vent V1** : pour :  $b_1=30\text{m}$  et  $h=12\text{m}$  ; par interpolation on aura :  $C_d=0.92$
- **Direction transversale du vent V2** : pour :  $b_2=60\text{m}$  et  $h=12\text{m}$  ; par interpolation on aura :  $C_d=0,87$

Pour les deux directions  $C_d < 1,2$  ; donc la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

Les valeurs de  $C_d$  sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau II-1** : Les valeurs de  $C_d$ .

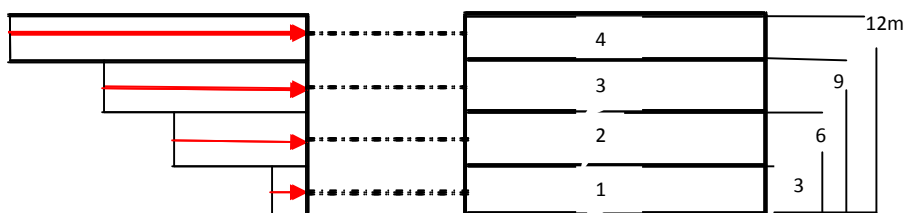
Direction du vent	h (m)	b (m)	$C_d$
V1	12	30	0.92
V2	12	60	0.87

### II.2.2 : Détermination de la pression dynamique $q_{\text{dyn}}$ :

La structure est de hauteur  $H > 10\text{ m}$ , donc on calcul  $n$  :

$$n = E(h/3) = E(12/3) = E(4) = 4$$

$$h_i = h/n = 12/4 = 3\text{ m.}$$



**Fig II.3** : répartition de la pression dynamique

La pression dynamique  $q_{\text{dyn}}(Z_j)$ , qui s'exerce sur la structure et donnée par la formule suivante :

Structure permanent : 
$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{réf}} \cdot C_e(Z)$$

La pression dynamique de référence :  $q_{\text{réf}} = 375\text{ N/m}^2$ .      Zone I (Alger)

**Coefficient d'exposition  $C_e$  :**

Dans le cas où la structure est peu sensible à l'excitation dynamique on a :

$$C_e(Z) = C_T(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + (7 \times K_T) / (C_r(Z) \times C_T(Z))]$$

$$C_t(z) = 1 \text{ (coefficient de topographie)}$$

**Coefficient de rugosité  $C_r(z)$ :**

$$C_r(z) = K_T \cdot \ln(Z_{\min} / Z_0) \quad \text{pour} \quad Z \geq Z_{\min}$$

$$C_r(3) = 0.72$$

$$C_r(6) = 0.72$$

$$C_r(z) = K_T \cdot \ln(Z / Z_0) \quad \text{pour} \quad Z_{\min} \leq Z < 200\text{m}$$

$$C_r(9) = 0.74$$

$$C_r(12) = 0.81$$

Donc le coefficient d'exposition  $C_e$  :

**a) Parois verticales :**

$$C_e(3) = 1.62$$

$$C_e(6) = 1.62$$

$$C_e(9) = 1.68$$

**b) Toiture :**

$$C_e(12) = 1.90$$

Les pressions dynamiques :

**a) Parois verticales :**

$$q_{\text{dyn}}(3) = 607.50 \text{ N/m}^2$$

$$q_{\text{dyn}}(6) = 607.50 \text{ N/m}^2$$

$$q_{\text{dyn}}(9) = 630 \text{ N/m}^2$$

**b) Toiture :**

$$q_{\text{dyn}}(12) = 712.5 \text{ N/m}^2$$

**II.2 .3: Coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  :**

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

**a)Parois verticales :**

**a .1)Vent longpan :**  $b=30\text{m}$   $d=60\text{m}$   $h=12\text{m}$   $e=\text{Min}[b,2h]=\text{Min}[30,24]=24\text{m}$

$$S_A=4.8 \times 10=48 \text{ m}^2$$

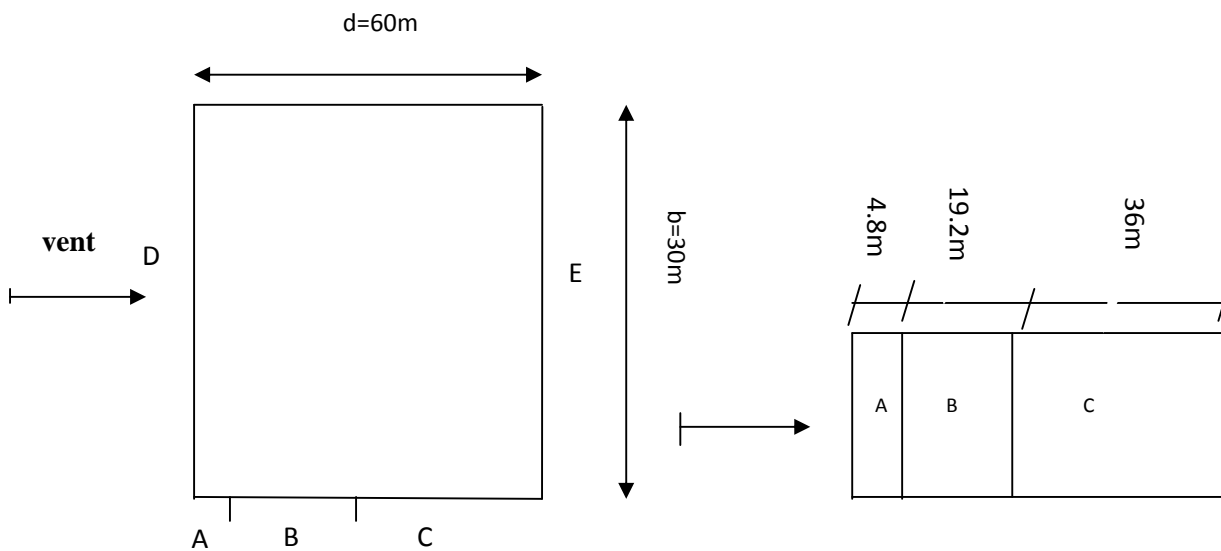
$$S_B=19.2 \times 10=192 \text{ m}^2 \quad \text{les surfaces sont supérieures à } 10\text{m}^2 \text{ les } C_{pe_i} = C_{pe,10}$$

$$S_C=36 \times 10=360 \text{ m}^2$$

$$S_E=S_D=60 \times 10=600\text{m}^2$$

Ou  $S$  (en  $\text{m}^2$ ) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Le découpage en zone :



**Fig II.4: légende pour les parois vertical (long pan)**

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

**Tableau II.2:  $C_{pe}$  pour les parois vertical (long pan)**

**a.2)Vent pignon :**

$b=60\text{m}$   $d=30\text{m}$   $h=12\text{m}$

$e=\text{Min}[b,2h]=\text{Min}[60,24]=24\text{m}$

$$S_A=4.8 \times 10=48 \text{ m}^2$$

$$S_B=19.2 \times 10=192 \text{ m}^2 \quad \text{les surfaces sont supérieures à } 10\text{m}^2 \text{ les } C_{pe_i} = C_{pe,10}$$

$S_C=6 \times 10=60 \text{ m}^2$

$S_E=S_D=30 \times 10=300 \text{ m}^2$

Ou S (en  $\text{m}^2$ ) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Le découpage en zone :

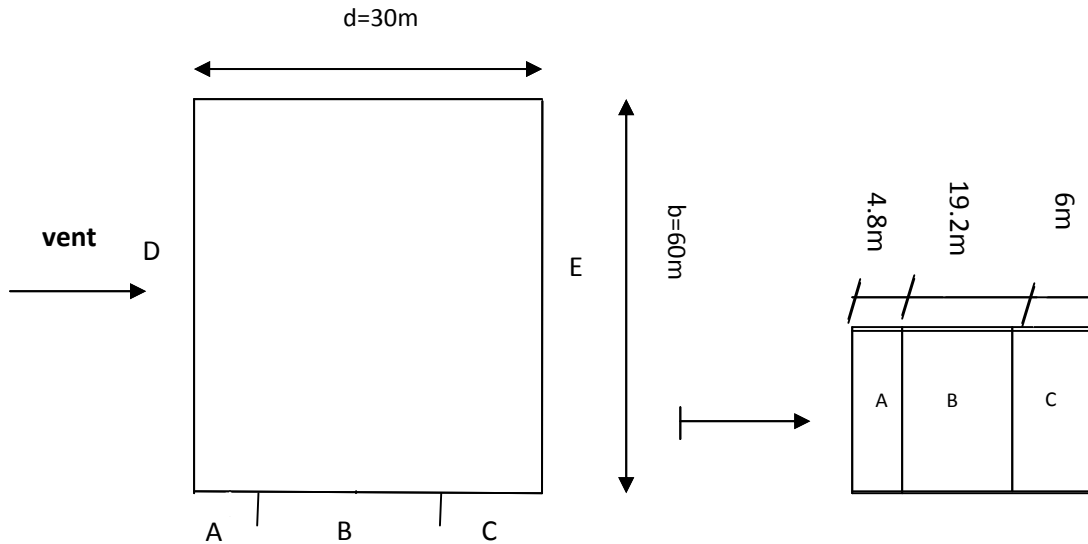


Fig II.5: légende pour les parois vertical (pignon)

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

Tableau II.3:  $C_{pe}$  pour les parois vertical (pignon)

**b) Toiture :**

**b.1) Vent pignon  $V_2$  (parallèle aux generatrices)**

Les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant des toitures a un versant pour  $=90^\circ$  (p.72)

1er versant

$e=\text{Min}[b,2h]=12\text{m}$

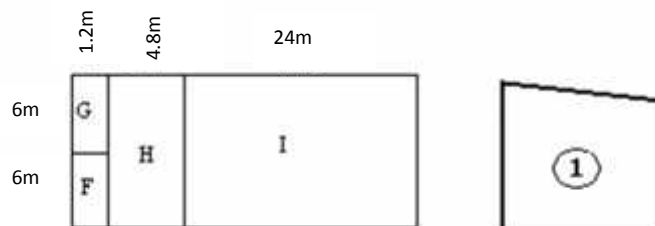


Fig II.6: légende pour la toiture (1<sup>er</sup> versant)

LES ZONES	F	G	H	I
$C_{pe}$	-2.11	-2.27	-0.47	-0.61

**Tableau II.4:  $C_{pe}$  pour la toiture (1<sup>er</sup> versant)**

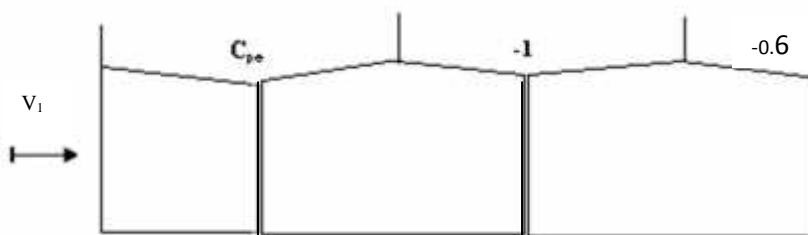
Pour les Versants 2, 3,4 et 5 on obtient les memes  $C_{pe}$  que le versant 1.

**b.2) Vent Long pan ( generatrices)**

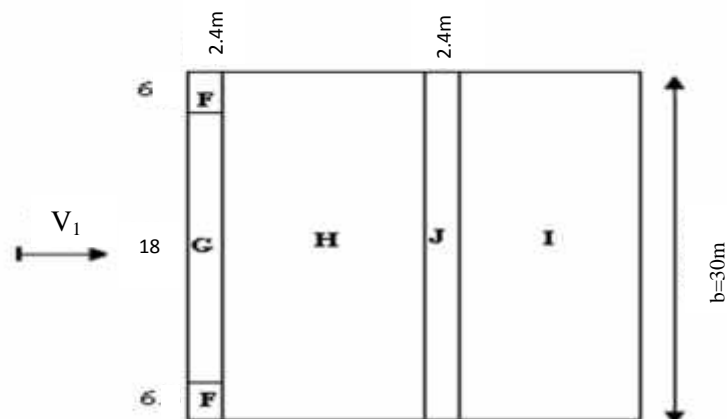
Vent ( $V_1$ ) au generatrices (pente positive)

D'une toiture a deux versants a  $\alpha = 0^\circ$  (fig 5.7.b page 73)

$e = \text{Min}[b, 2h] = 24\text{m}$



**Fig II.7: vent au long pan( $V_1$ )**



**FigII. 8: légende pour toiture**

les surfaces sont supérieures à 10m<sup>2</sup> les  $C_{pe_i} = C_{pe10}$

Les zones	F	G	H	I	J
$C_{pe}$	-1.34	-1.02	-0.46	-0.35	-0.68

Tableau II.5:  $C_{pe}$  pour la toiture

b) Vent ( $V_3$ ) au long pan (pente positive)

$e = \text{Min}[b, 2h] = 26\text{m}$

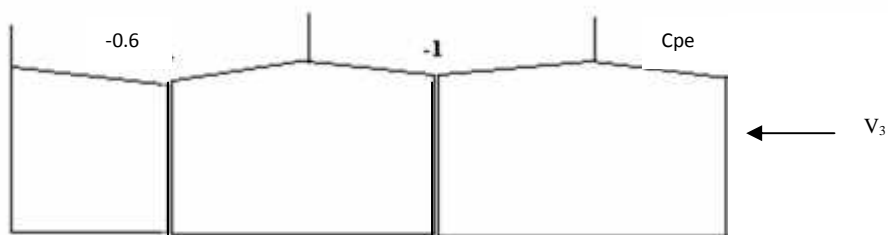


Fig II.9: vent long pan ( $V_3$ )

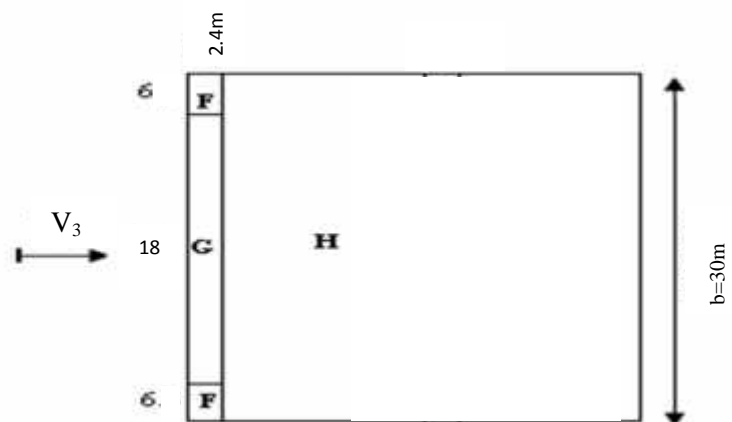


Fig II.10: légende pour toiture

Les zones	F	G	H
$C_{pe}$	-1.34	-1.02	-0.46

Tableau II.6:  $C_{pe}$  pour la toiture

**II.2 .4: Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

L'indice de perméabilité  $\mu_p$  :

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

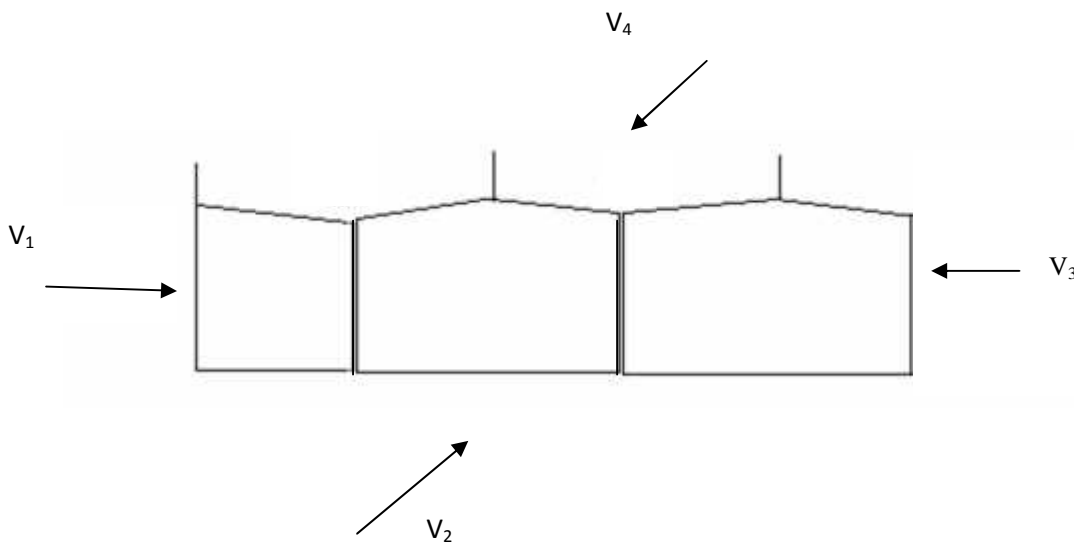


Fig II.11: les différents direction de vent

**a) Vent sur le longpon :**

pour  $V_1$  et  $V_3$

$$\mu_{p1} = \mu_{p3} = 1 \quad C_{pi1} = C_{pi3} = -0.5$$

**b) Vent sur le pignon :**

pour  $V_2$  et  $V_4$

$$\mu_{p2} = \mu_{p4} = 0.5 \quad C_{pi2} = C_{pi4} = 0.13$$



**II.3:les tableaux des pressions  $q_j$  :**

$$q_j = C_d \cdot q_{\text{dyn}}(Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

**Vent V2 et V4**

paroi verticale

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(n/m <sup>2</sup> )
1	0,87	607,5	0,8	0,13	354,11
2	0,87	607,5	0,8	0,13	354,11
3	0,87	630	0,8	0,13	367,22

toiture

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(n/m <sup>2</sup> )
F	0,87	712.5	-2.11	0,13	-1388.52
G	0,87	712.5	-2.27	0,13	-1487.7
H	0,87	712.5	-0,47	0,13	-371.92
I	0,87	712.5	-0,61	0,13	-458.70

**Vent V3**

paroi verticale

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(n/m <sup>2</sup> )
1	0,92	607,5	0,8	-0,5	726,57
2	0,92	607,5	0,8	-0,5	726,57
3	0,92	630	0,8	-0,5	753,48

Toiture :

toiture 01

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(n/m <sup>2</sup> )
F	0,92	712,5	-1,34	-0,5	-550,62
G	0,92	712,5	-1,02	-0,5	-340,86
H	0,92	712,5	-0,46	-0,5	-26,22

toiture 02

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(n/m <sup>2</sup> )
F,G,H,I,J	0,92	712,5	-1	-0,5	-327,75

toiture 03

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(n/m <sup>2</sup> )
F,G,H,I,J	0,92	712,5	-0,6	-0,5	-65,55

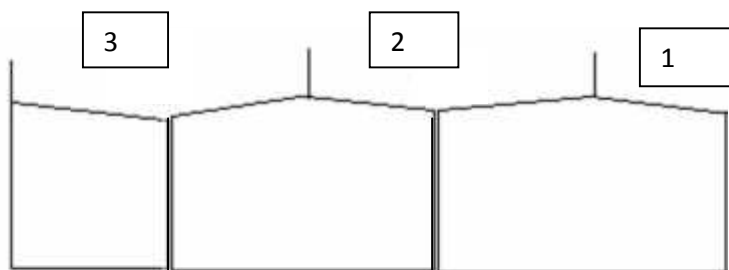


Fig II.12: les toiture 1.2.3 pour V3

Vent V1

paroi verticale

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(n/m <sup>2</sup> )
1	0,92	607,5	0,8	-0,5	726,57
2	0,92	607,5	0,8	-0,5	726,57
3	0,92	630	0,8	-0,5	753,48
4	0,92	712,5	0,8	-0,5	852,15

toiture

toiture1

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(n/m <sup>2</sup> )
F	0,92	712,5	-1,34	-0,5	-550,62
G	0,92	712,5	-1,02	-0,5	-340,86
H	0,92	712,5	-0,46	-0,5	-26,22
I	0,92	712,5	-0,35	-0,5	98,325
J	0,92	712,5	-0,68	-0,5	-117,99

toiture2

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(n/m <sup>2</sup> )
F,G,H,I,J	0,92	712,5	-1	-0,5	-327,75

Toiture3

zone	Cd	Qdyn	Cpe	Cpi	Qj(n/m <sup>2</sup> )
F,G,H	0,92	712,5	-0,6	-0,5	-65,55

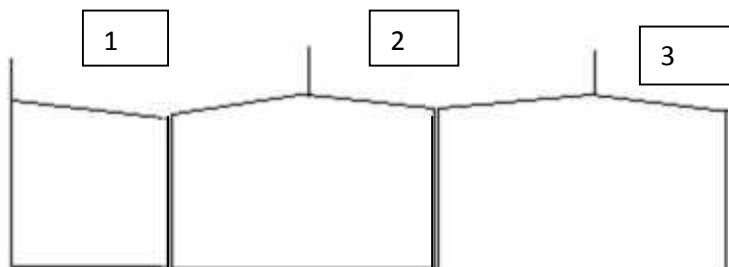


Fig II.13: les toiture 1.2.3 pour V1

## II.4. Etude de neige :

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

$$S = \mu \cdot S_k$$

Ou:

-  $S_k : \frac{KN}{m^2}$  ; est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4, fonction de l'altitude de la zone de neige.

-  $\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charge, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6.

### II.4.1. Calcul de $S_k$ :

$$\begin{aligned} H &= 100\text{m (l'altitude)} \\ \text{zone B} \quad S_k &= \frac{0.04H+10}{100} \Rightarrow S_k = 0.14\text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

### II.4.2. Calcul de $\mu$ :

Toiture a versant multiple dissymétriques

$$0 < \alpha = 9,46^\circ < 30^\circ \quad \text{alors} \quad \mu_1 = 0,8$$

$$\mu_3 = 0,8 + 0,8(\alpha/30) = 1,052$$

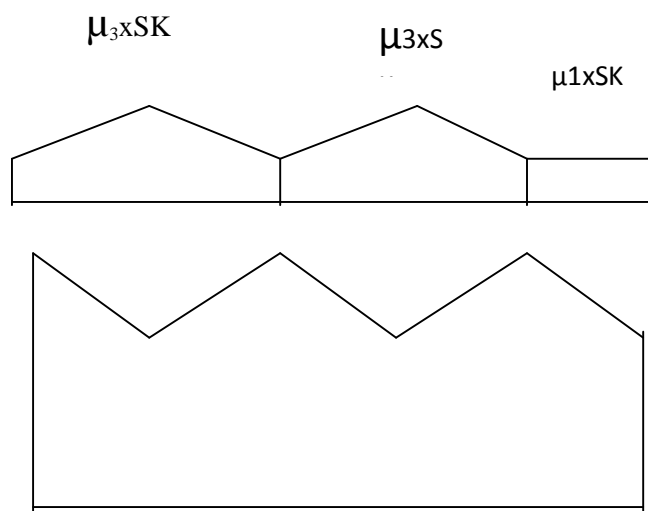


Fig II.14: coefficient de forme

Donc:

$$S_1 = \mu_1 S_k = 0.8(0.14) = 0.112 \text{ kn/m}^2$$

$$S_3 = \mu_3 S_k = 0.95(0.14) = 0.147 \text{ kn/m}^2$$

## II.5 Conclusion:

Dans ce chapitre, on a calculé les charges dues au vent et la neige, qui seront utilisées par la suite dans le dimensionnement des éléments composant l'ouvrage.

## II.6 Calcul de la force de frottement :(RNVA99-chapitre 2 § 1.4)

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNVA99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles :

Le rapport  $d/b \geq 3$  et Le rapport  $d/h \geq 3$  est vérifié, avec :

- $b$  : dimension de la construction perpendiculaire au vent
- $d$  : dimension de la construction parallèle au vent
- $h$  : hauteur de la construction.

### ➤ Pour la direction V1 (long pan)

On a  $b=60m$ ,  $d=30m$ ,  $h= 12m$

$$\frac{d}{b} = \frac{30}{60} = 0,5m < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{30}{12} = 2,5m > 3$$

L'une des conditions est vérifiée. Il y a donc lieu de considérer les forces de frottement

Selon (RNVA99-chapitre 2 § 1.4.3) la force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = q_{dyn} z_j \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}$$

Où :

- $J$  indique un élément de surface parallèle à la direction du vent
- $z_j$  (en m) est la hauteur du centre d'élément  $j$
- $q_{dyn}$  (en  $n/m$ ) est la pression dynamique du vent
- $S_{fr,j}$  (en  $m^2$ ) est l'aire de élément de surface  $j$
- $C_{fr,j}$  est le coefficient de frottement pour élément de surface  $j$  (voir tableau 2.1)

La force de frottement est applicable aux surfaces totales des parois parallèles au vent

Dont notre cas les ondulations est perpendiculaire aux vents et  $C_{fr,j} = 0,04$

**Pour les parois verticales :**

$$F_{fr.parois} = 607,5 \times 0,04 \times 2 \times 60 \times 10 = 29160N = 29,160KN$$

**Pour la toiture :**

$$F_{fr.toiture} = 712,5 \times 0,01 \times 12,16 \times 30 \times 5 = 12996N = 12,996KN$$

$$F_{fr} = 29,160 + 12,99 = 42,15KN$$

➤ **Pour la direction V2 (pingon)**

On a  $b=30m$ ,  $d=60m$ ,  $h= 12m$

$$\frac{d}{b} = \frac{60}{30} = 2m < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{60}{12} = 5m > 3$$

La force de frottement est applicable aux surfaces totales des parois parallèles au vent

Dont notre cas les ondulations est perpendiculaire aux vents et  $C_{fr,j} = 0,04$

Calcul de la surface réel de la toiture :

$$S = \frac{12}{\cos 9,46} \times 30 \times 5 = 1824,81m^2$$

**Pour les parois verticales :**

$$F_{fr.parois} = 607,5 \times 0,04 \times 2 \times 30 \times 10 = 14580N = 14,580KN$$

**Pour la toiture :**

$$F_{fr.toiture} = 712,04 \times 0,04 \times 1824,81 = 51973,50N = 51,973KN$$

$$F_{fr} = 14,580 + 51,973 = 66,553KN$$

***Chapitre III :***  
***Pré dimensionnement***  
***des éléments***

### III.1 Etude de bardage et de la couverture :

Les bardages et la couverture sont extérieure (l'air libre) vis-à-vis de différentes actions comme le vent la neige...ets.

Dans notre cas on utilise des panneaux sandwich et on détermine les caractéristiques de l'annexe en fonction de la charge appliquée (charge du vent) afin d'estimer leurs poids et l'épaisseur de ces panneaux et l'entraxe entre les pannes pour dimensionner notre hangar.

#### ➤ Etude de bardage :

Pour notre cas la charge la plus défavorable est **852,15 N/m<sup>2</sup>**, On choisit un panneau de **30mm** d'épaisseur et de poids de **8.80Kg/m<sup>2</sup>** et l'entraxe de **1.50m** entre les lisses.

#### ➤ Etude de la couverture : voir l'annexe 3

On a une charge de **1487.7 N/m<sup>2</sup>** d'après l'étude au vent ce qui nous donne un panneau de **40mm** d'épaisseur et de poids de **10,05Kg/m<sup>2</sup>** et l'entraxe de **1,5m**.

La charge des accessoires estimés est à **3 Kg/m<sup>2</sup>**.

### III-2. CALCUL DES PANNES

#### III-2-1. Généralités :

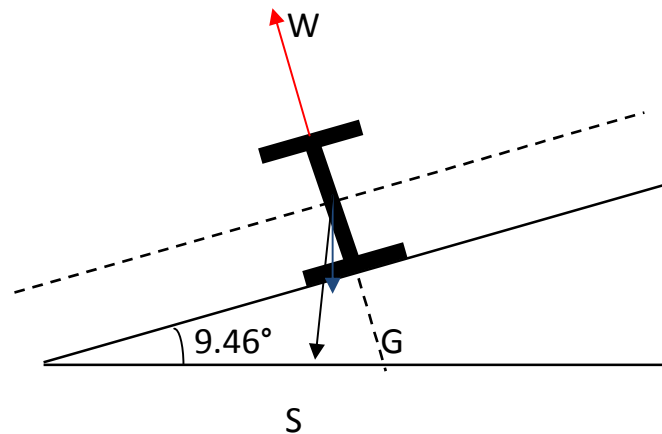
Les pannes sont des éléments disposés parallèlement à la ligne de faitage dans le plan de versants, elles sont généralement calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitations, et des charges climatiques.

La charge verticale, est décomposée suivant les deux axes principaux de la section des pannes.

- Données de calcul :

- ✓ Les pannes sont disposées en travée indépendante de 6 m de longueur, avec un entraxe maximal de 1,5m.
- ✓ la pente du versant est de 16%.





**Figure III .1** La pente de calcul.

### III-2-2. Détermination des charges et surcharges :

#### a) Charge permanente :

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 10.05 kg /m<sup>2</sup>.

Poids propre d'accessoires d'attache estimé à 3 kg/m<sup>2</sup>.

Poids propre de la panne 15kg/ml.

Poids total G:

$$G = 1.25 \left( P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}} \right) \times \frac{e}{\cos \alpha} + P_{\text{panne}}$$

$$G = 1.25 [(10,05+3) \times (1,5/\cos 9.46)] + 15$$

$$G = 39.806 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,398 \text{ KN/ml}$$

**b) surcharge d'exploitation Q :**

C'est le poids des hommes et de leurs outillages, qui sont représentés par deux charges concentrées à  $1/3 L$  de chaque extrémité (Figure III- 2).

- le moment maximal à mi- travée :

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

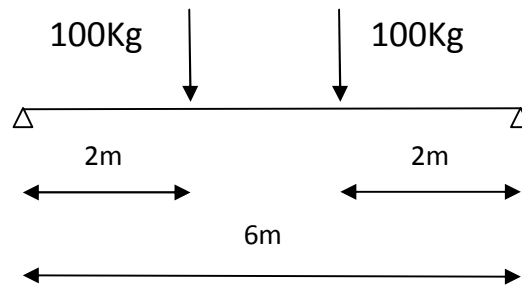


Figure III .2Schéma statique sous charge d'entretien.

La charge équivalente, uniformément répartie donnant le même moment au milieu de la

Poutre (**FigureIII-3**):

$$M_{\max} = p_{eq} \cdot L^2 / 8 = 200 \text{ kg.m}$$

$$p_{eq} = 0.444 \text{ KN/ml.}$$

Donc :

$$Q = q_{eq} = 0.444 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Ou bien : } M_{\max} = p \times \frac{l}{3} = p_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$p_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{p}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$p_{eq} = 44,44 \text{ kg/ml} = 0,444 \text{ KN/ml}$$

**c) Surcharge climatique dûe au vent :**

On calcul les pannes avec la valeur obtenue en zone G avec  $C_{pi} = +0,8$ .

$$W = -1,48 \text{ KN/m}^2$$

$$W = 1.25 (-1,48 \times 1,5) = -2.775 \text{ KN / ml}$$

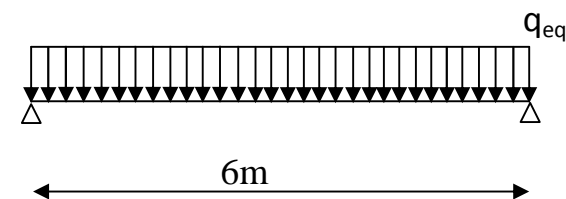


Figure III-3Schéma statique sous charge d'entretien.

**d) Surcharge climatique de la neige :**

Les pannes sont sollicitées d'une charge de neige S

$$S=0,147\text{KN/m}^2$$

$$S= 1,25\times 0,147\times 1,5= 0.275 \text{ KN/ml}$$

**III-2-3. Combinaisons de charge les plus défavorables :**

- **Les charges et surcharges appliquées :**

$$q_g=0,398 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_w= -2.775\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_s=0,275\text{KN/ml}$$

**Décomposition de charges:**

- **Suivant l'axe Z-Z :**

$$q_{gz} = q_g \times \cos = 0,398 \cos 9.46 = 0,392 \text{ KN/ml}$$

$$q_{qz} = q_q \times \cos = 0,444 \cos 9.46 = 0,437 \text{ KN/ml}$$

$$q_{wz} = -2.775 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = q_s \times \cos = 0,275 \cos 9.46 = 0,271 \text{ KN/ml}$$

- **Suivant l'axe Y-Y**

$$q_{gy} = q_g \times \sin = 0,398 \sin 9.46 = 0,065 \text{ KN/ml}$$

$$q_{qy} = q_q \times \sin = 0,444 \sin 9.46 = 0,072 \text{ KN/ml}$$

$$q_{wy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = q_s \times \sin = 0,275 \sin 9.46 = 0,045 \text{ KN/ml}$$

**III-2-4. Combinaisons d'actions :**➤ **ELU**

- **Axe Z-Z:**

$$q_{gz} + 1,5 \times q_w = 0,392 - 1,5 \times 2.775 = -3.770 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \times q_{gz} + 1,5 \times q_{sz} = 1,35 \times 0,392 + 1,5 \times 0,271 = 0,935 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \times q_{gz} + 1,5 \times q_{qz} = 1,35 \times 0,392 + 1,5 \times 0,437 = 1,184 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y :**

$$1,35 \times q_{gy} + 1,5 \times q_{sy} = 1,35 \times 0,065 + 1,5 \times 0,045 = 0,155 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \times q_{gy} + 1,5 \times q_{qy} = 1,35 \times 0,065 + 1,5 \times 0,072 = 0,195 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS**

- **Axe Z-Z**

$$q_{gz} + q_w = 0,392 - 2,775 = -2,383 \text{ KN/ml}$$

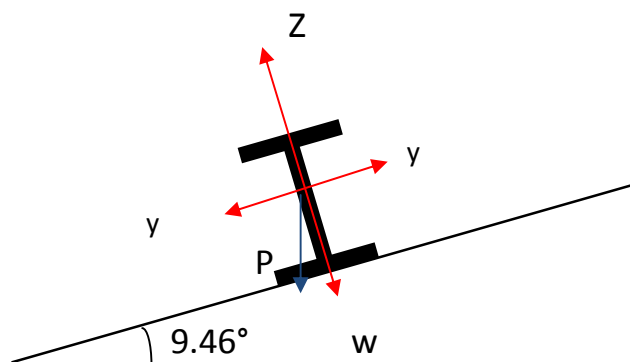
$$q_{gz} + q_{sz} = 0,392 + 0,271 = 0,663 \text{ KN/ml}$$

$$q_{gz} + q_{qz} = 0,392 + 0,437 = 0,829 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y**

$$q_{gy} + q_{sy} = 0,065 + 0,045 = 0,11 \text{ KN/ml}$$

$$q_{gy} + q_{qy} = 0,065 + 0,072 = 0,137 \text{ KN/ml}$$



**Figure III.4 :** Schéma explicative de la panne.

**III.2.5 Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement se fait par deux conditions de la flèche :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 2,383 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^4} = 638,303 \text{ cm}^4$$

soit On un choisit **IPE 160** de  $I_y=869,3 \text{ cm}^4$

Suivant l'axe Y - Y:

$$f_Y = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_z \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 0,137 \times 600^4 \times 10^{-2}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^4} = 36,696 \text{ cm}^4$$

L'**IPE 160** de  $I_z=68,31 \text{ cm}^4$  est donc admis

**Les caractéristiques du l'IPE 160 :**

$$I_y=869,3 \text{ cm}^4$$

$$I_z=68,31 \text{ cm}^4$$

$$A=20,1 \text{ cm}^2$$

$$h=16 \text{ cm}$$

$$P=15,8 \text{ Kg/ml}$$

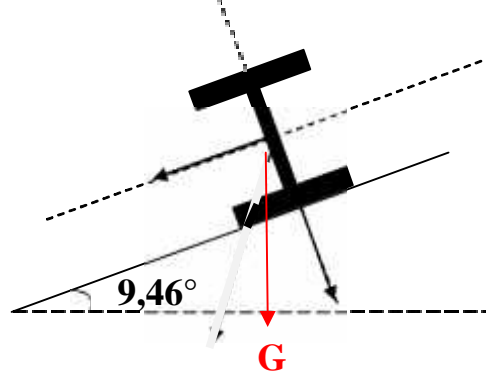
**Poids propre réel :**

$$G = 1,25 \cdot 10,05 + 3 \times \frac{1,5}{\cos 9,46} + 15,8 = 24,80 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,248 \text{ KN/ml}$$

D'où :  $G_z = 0,248 \cdot \cos 9,46 = 0,244 \text{ kN/ml}$ .

$$G_y = 0,248 \cdot \sin 9,46 = 0,040 \text{ kN/ml}$$



### III.2.6 Dimensionnement des pannes :

#### III.2.6.1 Les combinaisons de calcul ELU:

Cas de la surcharge seule :

$$1) \quad \begin{aligned} q_z &= 1,35 G_z + 1,5 Q_z = 1,35 \times 0,244 + 1,5 \times 0,437 = 0,984 \text{ KN/ml} \\ q_y &= 1,35 G_y + 1,5 Q_y = 1,35 \times 0,040 + 1,5 \times 0,072 = 0,162 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

Cas du vent seul :

$$2) \quad \begin{aligned} q_z &= G_z + 1,5 W = 0,244 - 1,5 \times 2,775 = -3,918 \text{ KN/ml} \\ q_y &= 1,35 G_y = 1,35 \times 0,040 = 0,054 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

Cas de la neige seule :

$$3) \quad \begin{aligned} q_z &= 1,35 G_z + 1,5 S_z = 1,35 \times 0,244 + 1,5 \times 0,271 = 0,735 \text{ KN/ml} \\ q_y &= 1,35 G_y + 1,5 S_y = 1,35 \times 0,040 + 1,5 \times 0,045 = 0,121 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

#### III.2.6.2 Détermination des sollicitations :

##### ◆ Moments :

➤ Sous le vent :

$$\text{Axe z-z : } M_y = \frac{q_z}{8} \times L^2 = \frac{3,918}{8} \times 6^2 = 17,631 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe y-y : } M_z = \frac{q_y}{8} \times L^2 = \frac{0,054}{8} \times 6^2 = 0,243 \text{ KN.m}$$

➤ Sous la surcharge d'exploitation

$$\text{Axe z-z : } M_y = \frac{q_z}{8} \times L^2 = \frac{0,984}{8} \times 6^2 = 4,428 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe y-y : } M_z = \frac{q_y}{8} \times L^2 = \frac{0,162}{8} \times 6^2 = 0,729 \text{ KN.m}$$

➤ Sous charge de la neige :

$$\text{Axe z-z : } M_y = \frac{q_z}{8} \times L^2 = \frac{0,735}{8} \times 6^2 = 3,307 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe y-y : } M_z = \frac{q_y}{8} \times L^2 = \frac{0,121}{8} \times 6^2 = 0,544 \text{ KN.m}$$

#### ◆ Efforts tranchants :

➤ Effort tranchant dû au vent :

$$V_W = \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,918 \times 6}{2} = -11,754 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant dû à la charge d'exploitation :

$$V_q = \frac{q \times L}{2} = \frac{0,984 \times 6}{2} = 2,952 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant dû à la neige :

$$V_s = \frac{q \times L}{2} = \frac{0,735 \times 6}{2} = 2,205 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant dû au poids propre :

$$V_G = \frac{G_z \times L}{2} = \frac{0,244 \times 6}{2} = 0,732 \text{ KN}$$

#### 1 ère combinaison :

$$V_z = V_G + 1,5 V_W = 0,732 - 1,5 \times 11,754 = -16,899 \text{ KN.}$$

#### 2ème combinaison :

$$V_Z = 1,35 V_G + 1,5 V_q = 1,35 \times 0,732 + 1,5 \times 2,952 = 5,416 \text{ KN}$$

### 3eme combinaison :

$$V_Z = 1,35 V_G + 1,5 V_S = 1,35 \times 0,732 + 1,5 \times 2,205 = 4,295 \text{ KN}$$

### III.2.6.3 Vérification de la résistance des pannes :

#### a) Vérification a l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante:

$$V_Z < V_{plz}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

$V_{plz}$ : Effort tranchant résistant de la section.

$A_{vz}$ : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = 9,7 \text{ cm}^2 \quad (\text{à partir du tableau})$$

$$\text{D'où : } V_{plz} = \frac{9,7 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,64 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_Z = 16,899 \text{ KN} < V_{plz} = 119,64 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la charge verticale :

$$V_Z = 5,416 \text{ KN} < V_{plz} = 119,64 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la neige :

$$V_Z = 4,295 \text{ KN} < V_{plz} = 119,64 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

#### b) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2(1)}$$



$\beta_w=1 \Rightarrow$  section de classe 01

$\chi_{lt}$  : Coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{LT}$ .

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\sqrt{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}}{M_{cr}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \beta_w^{0,5}$$

$M_{cr}$  : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left[ \frac{K}{K_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{KL^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j \quad \text{EC3Art F.1.2 (1)}$$

C1, C2, C3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

C1 = 1,132 ; C2 = 0,459 ; C3 = 0,525

K et Kw : les facteurs de longueur effective avec : K=1 appui simple (rotation libre /ZZ)

Kw =1 (le plus défavorable).

L =600 cm ;

Zg = Za - Zs

$Z_a = -8\text{cm}$  sous le vent - puisque l'orientation du repère vers la semelle comprimé.  
 $Z_a = 8\text{cm}$  sous la charge verticale.

$Z_s = 0$  section doublement symétrique

$Z_j = 0$  section doublement symétrique

$Z_g = Z_a - Z_s = -8\text{cm}$

$I_t = 3,6\text{cm}^4 I_w = 3975 \text{ cm}^6, G=84000 \text{ MPa}$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,31}{(1 \times 6)^2} \left[ \frac{1}{1} \right]^2 \times \frac{0,3975}{68,31} + \frac{1 \times 6^2 \times 0,84 \times 3,6}{3,14^2 \times 2,1 \times 68,31} + 0,459 \times (-0,08) - 0 - 0,525 \times (-0,08) - 0$$

$M_{cr} = 14,522 \text{ KN.m}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\sqrt{1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 235}}{14,522 \times 10^{-3}} = 1,416$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,416 > 0,4$  Donc il y a risque de déversement

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ; Courbe(a)  $\longrightarrow \chi_{lt} = 0,41$

On tire  $\chi_{lt}$  à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,416$$

$$\chi_{lt} = 0,41$$

$$M_{sdy} = 17,631 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,41 \times 1 \times \frac{123,9 \times 10^{-3} \times 235}{1,1}$$

$M_{sdy} = 17,631 \text{ KN.m} > 10,852 \text{ KN.m}$  n'est pas Vérifiée (risque de déversement).

Le déversement n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 180**

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

**a) Vérification a l'effort tranchant :**

- **Sous le vent :**  $V_z = -15,504 \text{ KN} < V_{plz} = 138,19 \text{ KN}$  Vérifié
- **Sous charge verticale :**  $V_z = 7,303 \text{ KN} < V_{plz} = 138,19 \text{ KN}$  Vérifié

**b) Vérification au déversement :**

- **Sous le vent :**

$M_{cr} = 21,097 \text{ KN.m}$        $M_{sdy} = 16,794 \text{ KN.m} < M_r = 15,534 \text{ KN.m}$  n'est pas Vérifié

Le déversement n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 200**

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

**a) Vérification a l'effort tranchant :**

- **Sous le vent :**  $V_z = -15,241 \text{ KN} < V_{plz} = 172,877 \text{ KN}$  Vérifié

➤ Sous charge verticale:  $V_z = 7,65 \text{ KN} < V_{plz} = 172,877 \text{ KN}$  Vérifié

**b) Vérification au diversement :**

➤ **Sous le vent :**

$M_{cr} = 30,913 \text{ KN.m}$ .  $M_{dsy} = 16,636 \text{ KN.m} < M_r = 22,291 \text{ KN.m}$  Vérifié.

➤ **Sous la charge verticale :**

$M_{cr} = 22,408 \text{ KN.m}$ .  $M_{dsy} = 3,849 \text{ KN.m} < M_r = 17,155 \text{ KN.m}$  Vérifié.

**b) Condition de résistance :**

La condition à vérifier est :

$$\frac{M_y}{M_{ply}} \alpha + \frac{M_z}{M_{plz}} \beta \leq 1 \text{ EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :  $\alpha = 2$  (profilé en I laminée),  $\beta = 1$  (l'effort normal est nulle).

➤ **Sous le vent :**

$$\frac{16,636}{51,841}^2 + \frac{0,463}{10,481}^1 = 0,147 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\frac{5,773}{51,841}^2 + \frac{0,949}{10,481}^1 = 0,102 \leq 1 \text{ Vérifiée}$$

**III.2.6.4 Vérification à L'ELS :**

$$(1) \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,465 + 0,437 = 0,902 \text{ KN/ml} \\ q_y = 0,077 + 0,072 = 0,149 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + W'_z \\ q_y = G_y + W'_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} q_z &= 0,465 - 2,775 = -2,31 \text{ KN/ml} \\ q_y &= 0,077 + 0 = 0,077 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$(3) \begin{aligned} q_z &= G_z + S_z \\ q_y &= G_y + S_y \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} q_z &= 0,465 + 0,271 = 0,736 \text{ KN/ml} \\ q_y &= 0,077 + 0,045 = 0,122 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

### b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z l^4}{EI_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{2,31 \times 10^{-3} \times 6^4}{21 \times 10^4 \times 1943,2 \times 10^{-8}} = 0,954 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0,95 \text{ cm} \leq \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q_y l^4}{EI_z} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,149 \times 10^{-3} \times 6^4}{21 \times 10^4 \times 142,31 \times 10^{-8}} = 0,841 \times 10^{-2} \text{ m} = 0,841 \text{ cm} \leq \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

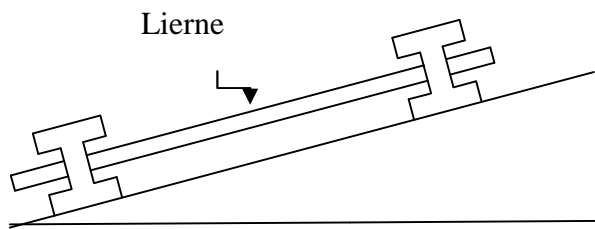
Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE200**.

**III.3. Calcul des liernes :**

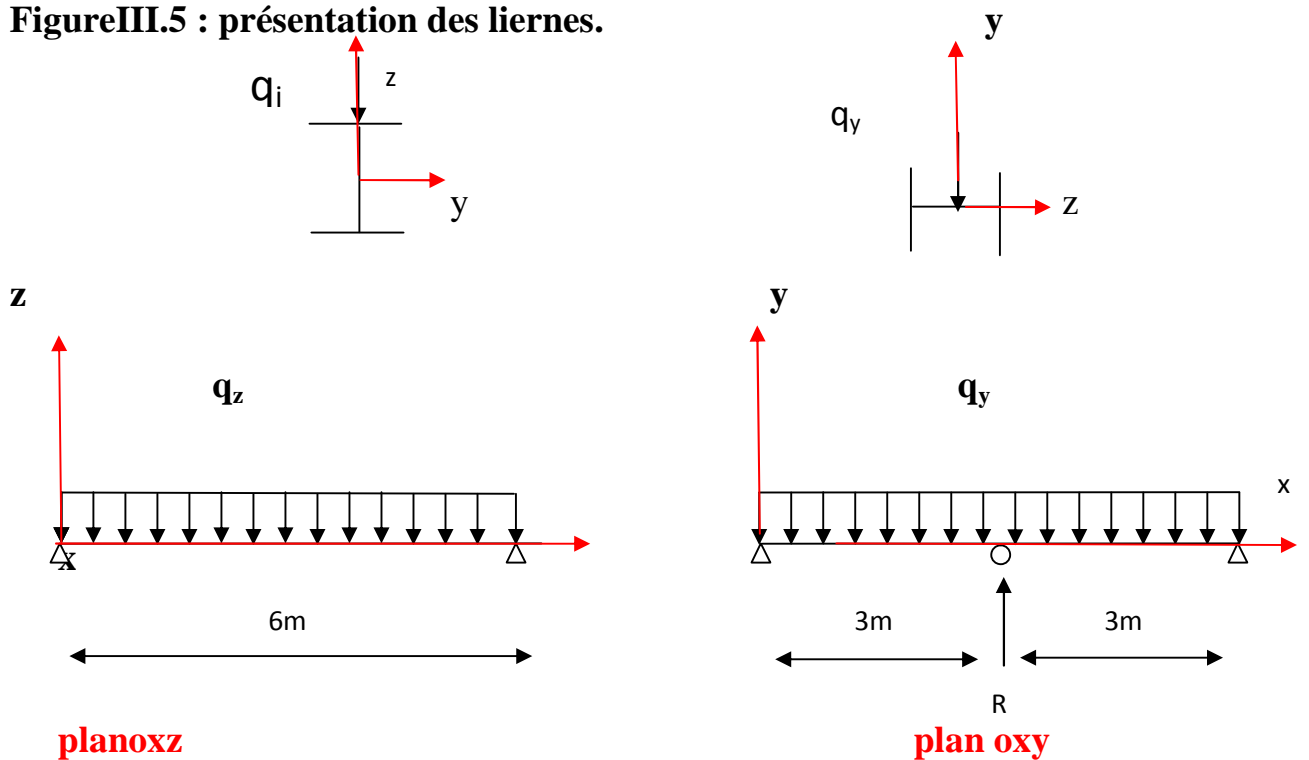
**III.3.1 Introduction :**

Les liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants.

Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être transmis aux pannes faitières, Ils sont donc transmis au portique par des tirants disposés diagonalement, appelés les bretelles.



**Figure III.5 : présentation des liernes.**



**Figure III.6 : les schémas statiques.**

3m

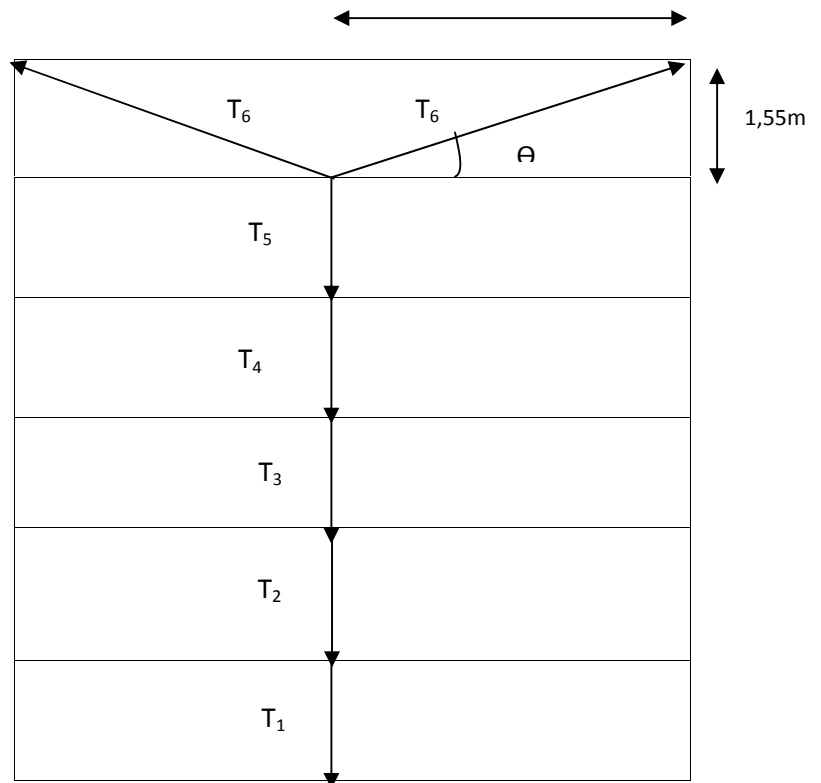


Figure III.7 : représentation des efforts.

### III.3.2 calcul des réactions:

$$R = 1,25 \times q_y \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 0,312 \times \frac{6}{2} = 1,17 \text{ KN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,585 \text{ KN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 1,755 \text{ KN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 2,925 \text{ KN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 4,095 \text{ KN}$$

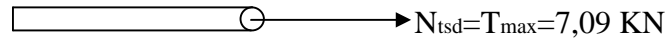
$$T_5 = R + T_4 = 5,265 \text{ KN}$$

$$T_6 = \frac{T_5 + R}{2 \sin \theta} \theta = \arctg \frac{1,55}{3} = 27,32^\circ$$

$$T_6 = \frac{5,265 + 1,17}{2 \sin 27,32} = 7,09 \text{ KN}$$

### III.3.3 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L<sub>6</sub>



$$N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad T_6 < A \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \Rightarrow A \geq \frac{T_6 \times \gamma_{m1}}{f_y} = \frac{7,07 \times 1,1 \times 10^3}{235 \times 10^6} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A < \frac{\pi \phi^2}{4} \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,33}{3,14}} = 0,65 \text{ cm}$$

$\phi \geq 6,5 \text{ mm}$  On va choisir un  $\phi 10$  pour les liernes des pannes.

## III.4. Calcul de l'échantignolle :

### III.4.1 Introduction :

L'échantignolle est un élément d'attache qui fixe deux pannes sur la semelle supérieure de la traverse du portique, sollicitée par un moment de renversement dû aux réactions des pannes.

### III.4.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

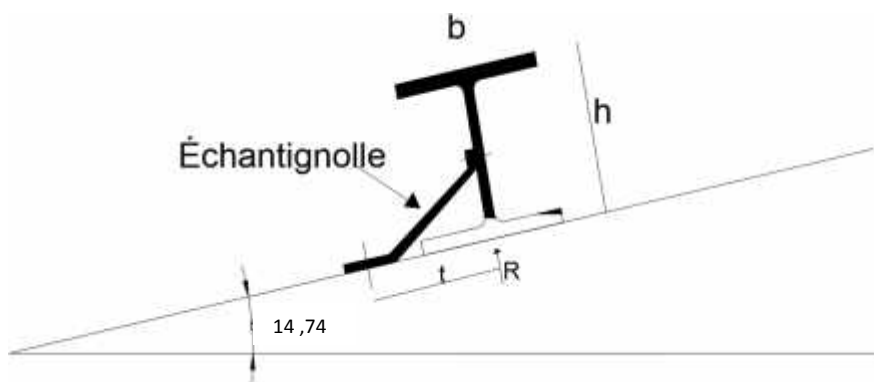


Figure III.8 : Echantignole.

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

$$2 \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \frac{b}{2}$$

Pour un IPE200  $\Rightarrow$   $b = 10\text{cm}$   
 $t = 20\text{cm}$

$$10\text{cm} \leq t \leq 15\text{cm}$$

Soit  $t=12\text{cm}$

### III.4.2.1 Evaluation des charges:

➤ **Sous le vent:**

$$R_w = \frac{ql}{2} = \frac{-3,273 \times 6}{2} = -9,819 \text{ KN}$$

$$R_{zG} = \frac{ql}{2} = \frac{0,405 \times 6}{2} = 1,215 \text{ KN}$$

$$R_{yG} = \frac{5 \times 0,106 \times 3}{4} = 0,398 \text{ KN}$$

$$V_z = R_{zG} + 1,5 R_w = 1,215 - 1,5 \times 9,819 = -13,513 \text{ KN}$$

$$V_y = R_{yG} = 0,398 \text{ KN}$$

➤ **Sous chargement verticale :**

$$R_{zQ} = \frac{5q_z l}{4} = \frac{5 \times 0,429 \times 3}{4} = 1,609 \text{ KN}$$

$$R_{yQ} = \frac{5q_y l}{4} = \frac{5 \times 0,113 \times 3}{4} = 0,424 \text{ KN}$$

$$V_z = 1,35 R_{zG} + 1,5 R_{zQ} = 1,35 \times 1,215 + 1,5 \times 1,609 = 4,054 \text{ KN}$$

$$V_y = 1,35 R_{yG} + 1,5 R_{yQ} = 1,35 \times 0,398 + 1,5 \times 0,424 = 1,173 \text{ KN}$$

**a) Moment de renversement :**

$$M_r = R_1 \times t + R_2 \times \frac{h}{2}$$

➤ **Du au vent:**

$$M_r = -13,513 \times 0,12 + 0,424 \times 0,1 = -1,579 \text{ KN.m}$$

➤ **Du au charge verticale :**



$$M_r = 4,054 \times 0,12 + 1,173 \times 0,1 = 0,603 \text{ KN. m}$$

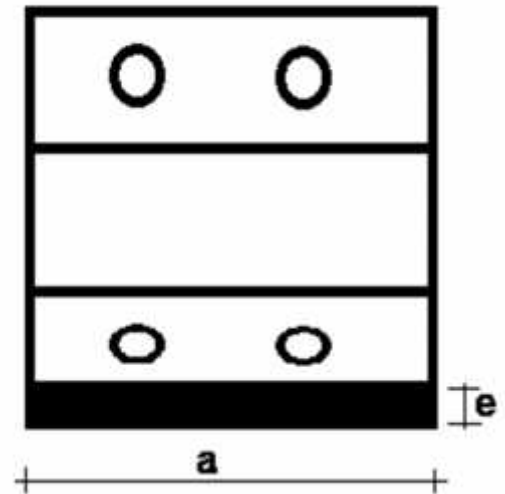
**b) Dimensionnement de l'échantignolle :**

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_r}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{1,579 \times 10^3}{235 \times 10^6}$$

$$W_{el} \geq 6,71 \text{ cm}^3$$

$$W_{el} = \frac{a \cdot e^2}{6} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 6,71}{20}} = 1,41 \text{ cm}$$

Donc : e = 16 mm



**Figure III.9:** Dimensions de l'échantignolle.

**III.5. Calcul des lisses de bardage :**

**III.5.1 Introduction :**

Les lisses sont constituées des poutrelles (IPE ; UAP) ou des profils minces formés à froid, disposées horizontalement, qui transmettent les efforts due au vent directement aux potelets, et supporte le poids du bardage.

L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible de l'abaque de bardage, pour notre cas on travaille avec des panneaux sandwich.

**III.5.2 Détermination des charges et surcharges :**

**a) Les charges permanentes :**

- Poids propre du bardage (panneaux sandwichs).....8,80 kg /m<sup>2</sup>
- Poids propre des accessoires d'attache.....3 kg / m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse estimé a .....12 kg / m

$$q_g = 1,25 [(P_{bardage} + P_{accessoire}) \times e + P_{lisse}]$$

e : espacement entre les lisses e=1,5m

$$q_g = 1,25 \cdot 8,8 + 3 \times 1,5 + 12 = 37,125 \text{ kg/ml}$$

$$q_g = 0,371 \text{ KN/ml}$$

### b) Surcharge climatique dû au vent :

On calcul les lisses avec la valeur obtenue en zone A avec  $C_{pe} = -1$  et  $C_{pi} = +0,8$  direction vent sur pignon V2.

$$W = -1,014 \text{ KN/m}^2$$

$$q_w = 1,25(-1,014 \times 1,5) = -1,90 \text{ KN/ml}$$

### III.5.3 Combinaisons d'actions :

#### ➤ ELU

$$q_{gy} = 1,35 q_g = 1,35 \times 0,371 = 0,50 \text{ KN/ml}$$

$$q_{wz} = 1,5 q_w = 1,5 \times -1,90 = -2,85 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ ELS

$$q_{gy} = q_g = 0,371 \text{ KN/ml}$$

$$q_{wz} = q_w = -1,90 \text{ KN/ml}$$

### III.5.4 Pré dimensionnement :

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

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_{wz} \times l^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_{wz} \times l^4}{E} = \frac{5}{3 \times 384} \frac{1,90 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^4} = 508,928 \text{ cm}^4$$

$$f_Y = \frac{5}{384} \frac{q_{gY} \times l^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_z \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_{gY} \times l^4}{E} = \frac{5}{3 \times 384} \frac{0,371 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^4} = 99,375 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés des UAP, On choisit **UAP 160** avec  $I_y = 911 \text{ cm}^4$

Ses caractéristiques sont :

$$I_y = 911 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 107 \text{ cm}^4$$

$$A = 21,7 \text{ cm}^2$$

$$H = 16 \text{ cm}$$

$$G = 17 \text{ kg/ml}$$

Le poids propre réel G :

$$q_g = 8,8 + 3 \times 1,5 + 17 = 34,7 \text{ kg/ml}$$

$$q_g = 0,347 \text{ KN/ml}$$

### III.5.5 Dimensionnement des lisses:

#### III.5.5.1 Les combinaisons de calcul :

$$q_{gy} = 1,25 \cdot (1,35 q_g) = 1,25 \times 1,35 \times 0,347 = 0,586 \text{ KN/ml}$$

$$q_{wz} = 1,25 (1,5 q_w) = 1,5 \times (-1,90) = -2,85 \text{ KN/ml}$$

**III.5.5.2 Détermination des sollicitations :**• **Moments :**➤ **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_{wz} l^2}{8} = \frac{2,85 \times 6^2}{8} = 12,825 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous poids propre :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_{gy} l^2}{8} = \frac{0,586 \times 3^2}{8} = 0,659 \text{ KN.m}$$

**III.5.5.3 Vérification de la résistance des lisses :****a) Condition de résistance :**

La condition à vérifier est :

$$\frac{M_y}{M_{ply}} \alpha + \frac{M_z}{M_{plz}} \beta \leq 1 \quad \text{1EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Puisque l'UAP 160 est de classe 01,

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 132 \times \frac{23,5 \times 10^{-2}}{1} = 31,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 41,5 \times \frac{23,5 \times 10^{-2}}{1} = 9,75 \text{ KN.m}$$

Pour les profiles UAP 160 de classes 01, en optant pour  $\alpha = 1$  et  $\beta = 1$  (ce qui met largement en sécurité), on aura :

➤ **Sous le vent :**

$$\frac{12,825}{31,02} \cdot 1 + \frac{0}{9,75} \cdot 1 = 0,413 \quad \text{1Vérifiée.}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\frac{0}{31,02} + \frac{0,659}{9,75} = 0,067 \quad 1 \text{ Vérifiée.}$$

➤ **Sous charge verticale et vent :**

$$\frac{12,825}{31,02} + \frac{0,659}{9,75} = 0,481 \quad 1 \text{ Vérifiée.}$$

### III.5.5.4 Vérification à L'ELS :

**a) Combinaisons de calcul :**

$$q_{gy} = 0,347 \times 1,25 = 0,433 \text{ KN/ml}$$

$$q_{wz} = -1,521 \times 1,25 = -1,90 \text{ KN/ml}$$

**b) Calcul de la flèche :**

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_{wz} \times l^4}{EI_y} \quad \frac{L}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,90 \cdot 10^{-2} \times (600)^4}{911 \times 2,1 \times 10^4} = 1,675 \quad \frac{600}{200} = 3 \text{ cm Vérifiée.}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q_{gy} \times l^4}{EI_z} \quad \frac{L}{200}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,433 \times 10^{-2} \times 300^4}{107 \times 2,1 \times 10^4} = 0,203 \quad \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm Vérifiée.}$$

**III.5.5.5 Vérification au déversement :** on a un UAP160

$$K=1, K_w=1, I_w=3,96\text{cm}^6, I_t=5,2\text{cm}^4, I_z=107\text{cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 10^7}{(1 \times 6)^2} + \frac{1}{1} \frac{2 \times 3.96}{107} + \frac{6^2 \times 0.4 \times 5.2}{3.14^2 \times 107} + (0,459 \times -0,08 - 0) \frac{1}{2} - (0,459 \times -0,08 - 0)$$

$$M_{cr}=25,592\text{KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{cr} = \frac{1 \times 132 \times 10^{-6} \times 235}{25,592 \times 10^{-3}} = 1,21$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,21 > 0,4 \text{ Donc il y a risque de diversement}$$

Profilé laminé ;  $\beta = 0,21$  ; Courbe(a)  $\chi_{lt}$

On tire  $\chi_{lt}$  à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,21$$

$$\chi_{lt} = 0,524$$

$$M_{sdy} = \frac{q_{wz}/2 \times L^2}{8} = \frac{\left(\frac{2,85}{2}\right) \times 6^2}{8} = 6,413 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 0,524 \times 1 \times \frac{132 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 14,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 6,413 \text{ KN.m} < 14,77 \text{ KN.m}$$

Donc on choisit pour toutes les lisses un **UAP160**.

III.6. Calcul des suspentes (Tendeurs de lisses):

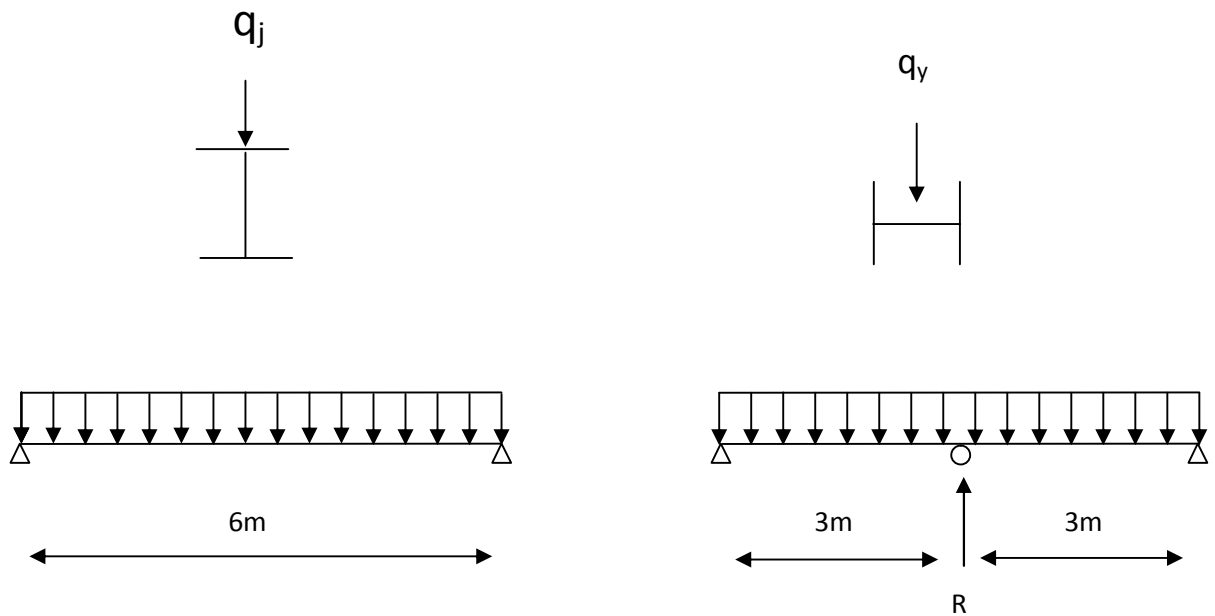


Figure III.10 : les schémas statiques.

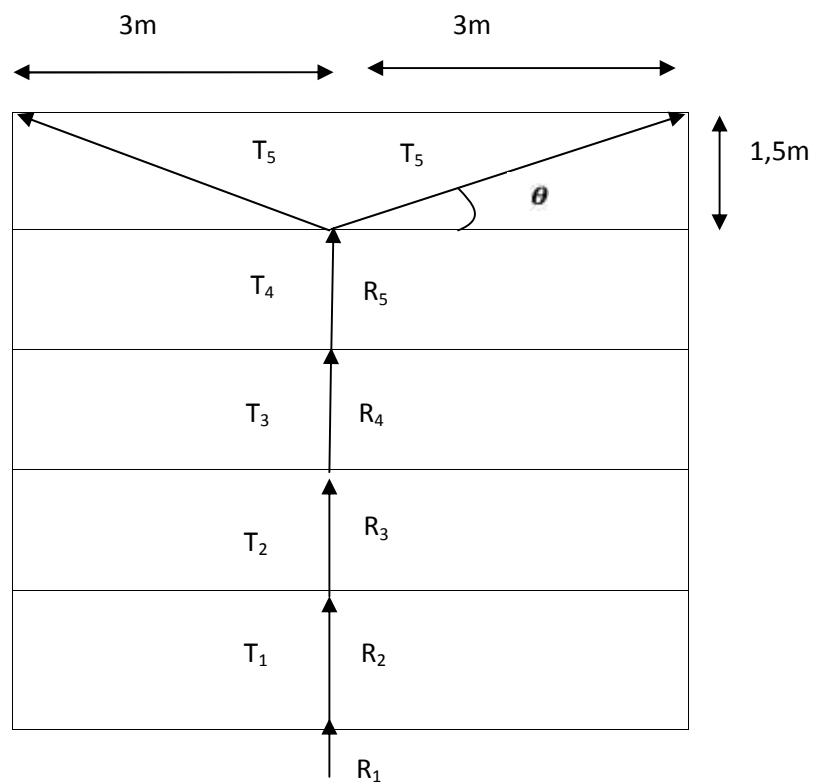
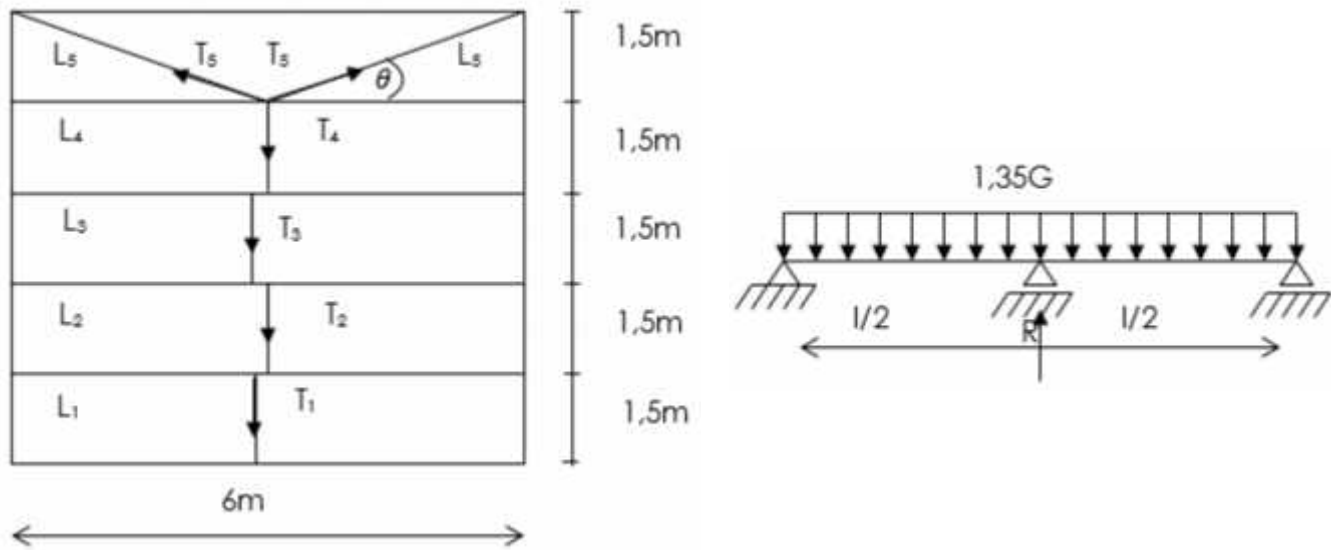


Figure III.11 : représentation des efforts.

## III.6.1 calcul des réaction :



on a :  $G = \text{poid propre de bardage} + \text{poid de la lisse}$

$$G = 8,8 + 17 \times 1,5 = 34,3 \text{ kg}$$

$$R = 1,25 \times 1,35G \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 1,35 \times 0,343 \times \frac{6}{2} = 1,736 \text{ KN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,736}{2} = 0,868 \text{ KN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 2,604 \text{ KN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 4,34 \text{ KN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 6,076 \text{ KN}$$

$$T_5 = \frac{T_4 + R}{2 \sin \theta}$$

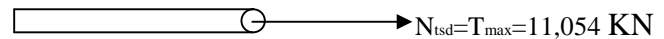
$$\theta = \arctg \frac{1,5}{3} = 26,56^\circ$$

$$T_5 = \frac{6,076 + 1,736}{2 \sin 26,56} = 8,735 \text{ KN}$$



### III.3.3 Dimensionnement des suspentes :

Le tronçon le plus sollicité est L<sub>5</sub>



$$N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad T_5 < A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} A \frac{T_5 \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{8,735 \times 1,1 \times 10^3}{235 \times 10^6} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$A < \frac{\pi^2}{4} \frac{4 \times 0,40}{3,14} = 0,71 \text{ cm}$$

7 mm On va choisir un Ø10 pour les suspentes des lisses.

### III.7 Calcul des potelets :

#### III.7.1 Introduction :

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

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités, soumis aux efforts suivants :

- la pression du vent sur la surface qui leur revient et qui engendre une flexion.
- Leur poids propre, poids des lisses de bardage qui engendre une compression.

Le potelet le plus sollicité au vent appartient aux zones B.

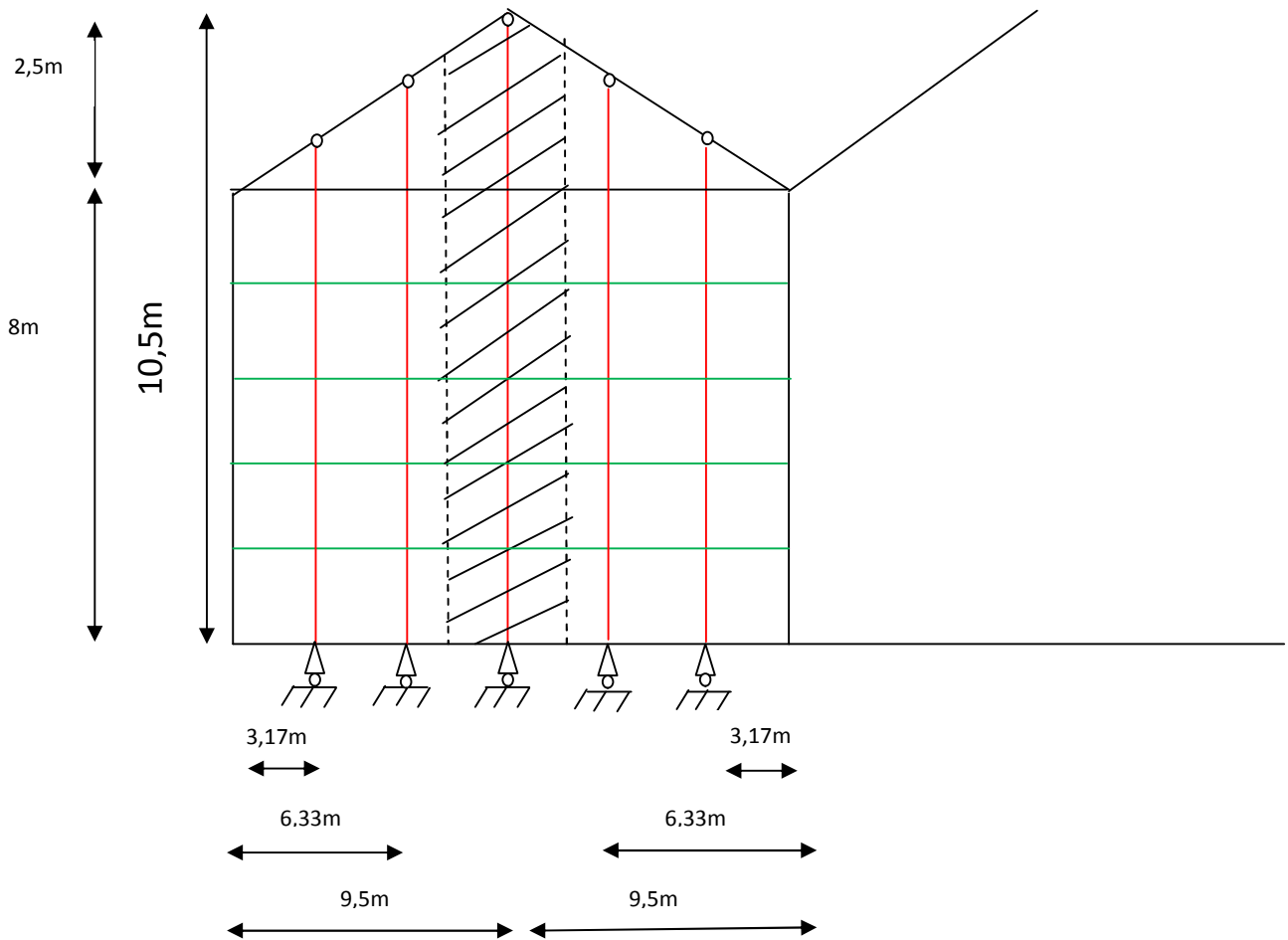


Figure III.12 :schéma statique du potelet.

### III.7.2 Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé :

#### III.7.2.1 charges permanentes G :(verticale concentrée) :

Bardage (panneau sandwich).....8,80kg/m<sup>2</sup>

Poids propre de la lisse (UAP 160).....17 kg/ml

Accessoires de pose.....3kg/m<sup>2</sup>

La longueur de la lisse et de : L=3,17m, et le nombre des lisses supportées par le potelet

N = 4 lisses.

La surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : S= (3,17×10,5)=33,285m<sup>2</sup>

L'entraxe des e= 3,17m

$G = [(\text{poid propre de la lisse} \times \text{nombre de lisse}) + (\text{poid de bardage} + \text{poid des accessoires}) \times \text{hauteur}] \times \text{l'entraxe}$

$$G = [(17 \times 4) + (8,8 + 3) \times 10,5] \times 3,17 = 608,323 \text{ kg}$$

$$q_g = 6,08 \text{ KN}$$

### III.7.2.2 Surcharge climatique V :

Vent.....87,20 Kg/m<sup>2</sup>

$$q_w = 1,25 \times (0,872 \times 3,17) = 3,455 \text{ KN/ml}$$

### III.7.3 Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

$$q_w = 3,455 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = 1,5 \times q_w = 1,5 \times 3,455 = 5,182 \text{ KN/ml}$$

$$F_z = \frac{5}{384} \frac{q_{wz} \times l^4}{EI_y} \quad \frac{L}{200}$$

$$I_y = \frac{10^3 \cdot 3,455 \times 10^{-2} \times (1050)^3}{384 \cdot 2,1 \times 10^4} = 4959,814 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 300**

$$I_y = 8356,1 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 603,62 \text{ cm}^4$$

$$A = 53,8 \text{ cm}^2$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$G = 42,2 \text{ kg/m}$$

$$G = 5,773 + 0,422 \times 10,5 = 10,204 \text{ KN}$$

$$M_y = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{3,455 \times 10,5^2}{8} = 47,614 \text{ KN.m}$$

#### III.7.3.1 Vérification de la section a la résistance :

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

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

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{c.Rd} = 628,4 \times \frac{23,50 \times 10^{-2}}{1,1} = 134,205 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{5,182 \times (10,5)^2}{8} = 71,414 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 71,414 \text{ KN.m} \quad M_{ply.Rd} = 134,205 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{ok}$$

Incidence de l'effort normale :

Si  $N_{sd} \leq \min(0,25N_{pl.Rd} ; 0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{m0}})$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1,35 \times q_g = 1,35 \times 6,08 = 8,208 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53,8 \times 23,50}{1,1} = 1149,36 \text{ KN}$$

$$0,25N_{pl.Rd} = 0,25 \times 1149,36 = 287,34 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 53,8 - (2 \times 15 \times 1,07) = 21,7 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0,5 \times 21,7 \times \frac{23,50}{1,1} = 231,795 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 8,208 \text{ KN} \quad \min(1149,36 ; 231,795) = 231,795 \text{ KN}$$

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

### III.7.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\min \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

- Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{LT \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $\alpha_{min}$

$$\alpha_{min} = \min(\alpha_y; \alpha_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort **y-y** (dans le plan du portique) :

$\alpha_y$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Euro code 3.

L'IPE 300 est de classe 01,  $\beta_A=1$

$$i_y = 12,46 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,35 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{1050}{12,46} = 84,269$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \beta_A^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{84,269}{93,9} \times 1 = 0,897$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1)

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y**  $\longrightarrow$  courbe de flambement a ;  $\alpha = 0,21$  (tableau 3).

$$\chi_y = 0,733$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{3,35} = 44,776$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{44,776}{93,9} \times 1 = 0,477$$

Axe de flambement **z-z** courbe de flambement b ;  $\alpha = 0,34$  (tableau 3).

$$\chi_z = 0,893$$

$$\min = \min_{y; z} = \min 0,733 ; 0,893 = 0,733$$

### a)-Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$ :

Le moment critique de déversement :

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459$$

$K = K_w = 1$  extrémités libres.

Section doublement symétrique  $Z_j = 0$

$Z_g = -15$  cm (chargement sur la membrure tendue)

$$L = 10,5 \text{ m} \quad I_w = 126 \cdot 10^3 \text{ cm}^6 \quad I_t = 12,12 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 210 \times 603,62}{(1 \times 1050)^2} - \frac{1}{1} \times \frac{126 \cdot 10^3}{603,62} + \frac{1 \times 1050^2 \times 0,84 \times 20,12}{3,14^2 \times 2,1 \times 603,62} + 0,459 \times (-15) - 0$$

$$- 0,459 \times (-15) - 0$$

$$M_{cr} = 62,45 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\sqrt{1 \times 628,4 \times 10^{-6} \times 23,5}}{62,45 \times 10^{-3}} = 1,537$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,537 > 0,4$  il y a lieu de tenir de déversement.

### b) Vérification à l'influence de l'effort normal :

On doit vérifier si :

$$N \leq \min 0,25 \cdot N_{pl}; 0,5 \cdot A_w \cdot F_y$$

$$N_{pl} = A \cdot F_y = 53,8 \times 23,50 = 1264,3 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl} = 0,25 \times 1264,3 = 316,075 \text{ KN}$$

$$0,5 \cdot A_w \cdot F_y = 0,5 \times [(300 - 2 \times 10,7) \times 7,1] \cdot 10^{-2} \times 23,5 = 232,42 \text{ KN}$$

$$\min 0,25 \cdot N_{pl}; 0,5 \cdot A_w \cdot F_y = \min 316,075 \text{ KN}; 232,42 \text{ KN} = 232,42 \text{ KN}$$

$$N = 1,35 \times G = 1,35 \times (\text{charge permanente} + \text{poids de l'IPE300} \times \text{hauteur de potelet})$$

$$= 1,35 \times (6,08 + 0,422 \times 10,5)$$

$$= 14,189 \text{ KN}$$

$$N = 14,89 \text{ KN} < \min [0,25 \cdot N_{pl}; 0,5 \cdot A_w \cdot F_y] = 232,42 \text{ KN}$$

Donc pas de réduction du moment résistant dû à l'effort normal.

D'où la vérification à la résistance se fait en flexion composée en tenant compte du risque de flambement et de déversement.

### c) Calcul des coefficients réducteurs :

- Flambement :

$$\text{Profilé laminé : } \frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2$$

$$t_f = 10,7 \text{ mm} \quad 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y    courbe de flambement (a)

z-z    courbe de flambement (b)

$$\chi_y = 0,733$$

$$\chi_z = 0,893$$

$$\chi_{min} = 0,733$$

- Déversement :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,358$$

Calcul de  $K_{LT}$  :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \text{ avec } K_{LT} \leq 1 \quad N = G_{TOTAL} = 9,85 \text{ KN}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot B_{MLT} - 0,15$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,477 \quad \chi_z = 0,893$$

$$B_{MLT} : \text{flexion /y-y} \quad B_{MLT} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{M} \beta_{MQ} - \beta_{M\psi}$$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7 \psi \text{ avec } \psi = 0$$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 \quad \text{et} \quad \beta_{MQ} = 1,3$$

$$\beta_{MQ} = M = |M_{max}|$$

Donc :

$$B_{MLT} = 1,8 + 1 \cdot 1,3 - 1,8 = 1,3$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,477 \times 1,3 - 0,15 = -0,057$$

$$K_{LT} = 1 + \frac{0,057 \times 9,85}{0,893 \times 53,8 \times 23,5} = 1,001$$

**d) Condition de la résistance :**

$$\frac{N}{\min \cdot N_{pl}} + \frac{k_{LT} \cdot M_y}{L_T \cdot M_{ply}} \quad M_1 = 1,1$$

$$\frac{9,85}{0,733 \times 1264,3} + \frac{1,001 \times 40,384}{0,358 \times 134,249} = 0,851 \quad 1,1 \dots\dots\dots \text{OK}$$



- **Vérification a l'ELS :**

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \quad f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{1050}{200} = 5,25 \text{ cm}$$

$$q = q_w = 3,455 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 345,5 \cdot 10^{-4} \times (1050)^4}{384 \times 21000 \times 8356,1} = 3,116 \text{ cm} \quad 4,835 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

Donc le profilé IPE 300 choisi est admis

**Conclusion :**

L'**IPE 300** convient comme potelet.

***Chapitre IV :***  
***Escalier***

### IV.1 Calcul des escaliers:

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment.

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'emmarchement et la largeur des marches s'appelle giron ( $g$ ) et la hauteur contre marche ( $h$ ).

Pour notre cas types d'escaliers est droit en métal.

L'escalier droit est constitué par deux limons en profilés UAP.

Entre les deux limons on dispose des cornières de marche soudées à leurs extrémités et de caillebotis.

#### IV.1 -1 Calcul de l'escalier droit (en métal) :

L'escalier se caractérise par :

- Sa montée (hauteur à gravir)  $H$ .
- Son emmarchement (largeur utile).
- Son giron  $g$ .
- Sa hauteur de marche  $h$ .

L'escalier se calcul en flexion simple



Figure IV.1 : Vue en 3D de l'escalier

- Règle de BRONDEL :

$$2.h + g = 60 \text{ à } 65 \text{ cm}$$

Avec

$$60 < 2.h + g < 65 \text{ cm}$$

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

$$60 - 2.h < g < 65 - 2.h \text{ cm}$$

$$26 < g < 32 \text{ cm}$$

soit  $g=31 \text{ cm}$

#### IV.1 -1-1 Calcul des éléments de l'escalier :

- Charges et surcharges sur l'escalier :

##### a) Charges permanentes :

- Poids propre de caillebotis :  $0,25 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la cornière :  $0,010 \text{ KN/ml}$  (estimé)

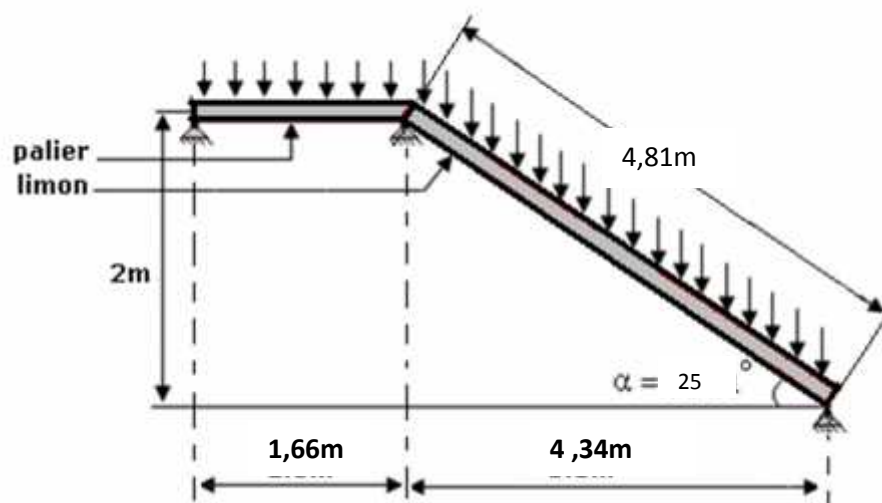


Figure IV. - 2 : Schéma du Limon

##### a) Charges d'exploitation :

$$Q = 4,5 \text{ KN/m}^2$$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

$$q = \frac{G+Q}{2} \cdot g$$

$$g = 0,31m$$

$$Q = 4,5KN/m^2$$

$$q = \frac{0,25+4,5}{2} \times 0,31 + 0,01 = 0,74KN/ml$$

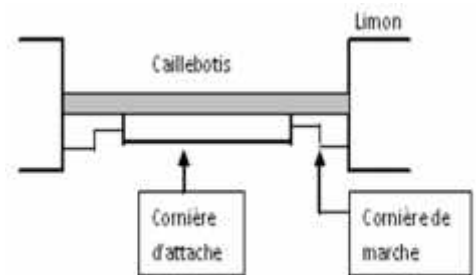
$$q = 0,74KN/ml$$

### 1) pré dimensionnement de la cornière du support :

➤ Condition de flèche:

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{f \cdot E \cdot 384} \Rightarrow I_y \geq \frac{300 \cdot 5 \cdot 0,74 \cdot 10^2 \cdot 144^4}{384 \cdot 210000 \cdot 10^3 \cdot 144} = 4,11cm^4$$



FigureIV .- 3: Schéma d'une marche

On choisi une cornière a ailles égales **L(40.40.4)**

$$I_y = I_z = 4,47cm^4 \quad W_{ply} = W_{plz} = 2,91cm^3 \quad A = 3,07cm^2 \quad P_c = 2,4Kg/ml$$

➤ Vérification au moment fléchissant:

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{ply}$  avec  $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot \frac{g}{2} + 1,35P_c$$

$$q_u = (1,35 \cdot 0,25 + 1,5 \cdot 4,5) \cdot \frac{0,31}{2} + 1,35 \cdot 0,024$$

$$q_u = 1,13KN/ml$$

$$M_{sd} = \frac{1,13 \times 1,44^2}{8} = 0,29KN.m$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y = 2,91 \times 235 \times 10^{-3}$$

$$M_{ply} = 0,68KN.m$$

$$M_{sd} = 0,29KN.m < M_{ply} = 0,68KN.m \rightarrow \text{Vérifié}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

il faut vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl}$

$$V_{pl} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot x_{m_0}} = \frac{1,6.23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 19,73 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = 19,73 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1,13 \times 1,44}{2} = 0,81 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0,81 \text{ KN} < V_{pl} = 19,73 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifié}$$

Donc **L(40.40.4)** convient bien comme une cornière de support.

• **Charges et surcharges sur le limon :**

$$\text{tg} \gamma = \frac{H}{L} = \frac{2}{4,34} = 0,46 \Rightarrow \gamma = 25^\circ$$

$$G = \frac{\left(0,024 \times \frac{1,44}{2}\right) + \left(0,25 \times \frac{1,44 \times 0,31}{2}\right)}{4,94} = 0,014 \text{ KN/ml}$$

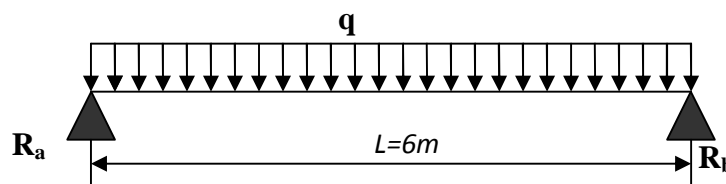
$$Q = 4,5 \text{ KN/ml}$$

*ELU :*

$$q_u = 1,35(0,228 + 0,014) + 1,5(4,5) = 7,07 \text{ KN/ml}$$

*ELS :*

$$q_s = (0,228 + 0,014) + (4,5) = 4,74 \text{ KN/ml}$$



**Figure IV.4** : Schéma des charges sur limon

• **Réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = 21,21 \text{ KN}$$

**Condition de flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q.l^4}{E I_x} \leq \bar{f} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_x \geq \frac{5.q.l^4}{f.E.384} \Rightarrow I_x \geq \frac{300.5.4,74.10^2.600^4}{384.210000.10^3.600} = 1904,46 \text{ cm}^4$$

On choisi un **UAP 220**

$$I_y = 222,3 \text{ cm}^4 \quad I_x = 2710 \text{ cm}^4 \quad W_{plx} = 247 \text{ cm}^3 \quad A = 36,3 \text{ cm}^2 \quad P = 28,5 \text{ Kg/ml} \quad h = 22 \text{ cm} \quad b = 8 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au moment fléchissant :**

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{ply}$  avec  $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = 1,35(0,24 + 0,014) + 1,5(4,5)$$

$$q_u = 7,09 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (0,24 + 0,014) + (4,5)$$

$$q_s = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = 31,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{plx} = W_{plx} \cdot f_y = 247 \times 235 \times 10^{-3}$$

$$M_{ply} = 58,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 31,9 \text{ KN.m} < M_{ply} = 58,4 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Vérifié}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

il faut vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl}$

$$V_{pl} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot x_{m_0}} = \frac{16 \times 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 197,34 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = 197,34 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{7,09 \times 6}{2} = 21,27 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21,27 \text{ KN} < V_{pl} = 197,34 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifié}$$

➤ **Vérification au déversement**

La vérification à faire est :  $M_{sdy} \leq t_{lt} \times S_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\chi_{M1}}$  EC3 Art 5.5.2(1)

$w=1$  section de classe 01

$t_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\chi}_{LT}$

$$\overline{\chi}_{LT} = \sqrt{\frac{S_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C_1 f^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{f^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \quad EC3 Art F.1.2(1)$$

$C_1, C_2, C_3$  : dépendent des conditions de charge .

$K=1$  appui simple       $C_1=1,132$  ,  $C_2=0,459$  ,  $C_3=0,525$        $K_w=1$  ,  $L=600$  cm ,

$$Z_g = Z_a - Z_c$$

$Z_a=0$ cm (coordonnée de point d'application)

$Z_s=0$  (coordonnée de centre de cisaillement)

$$Z_j=0$$

$$I_t = 14,17 \text{ cm}^3 \quad I_w = 2,12 \cdot 10^4 \text{ cm}^6 \quad l = 4,94$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times f^2 \times 210 \times 197}{(494)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \frac{2,12 \times 10^4}{197} + \frac{(494)^2 \times 0,4 \times 14,17}{f^2 \times 197} \right]^{\frac{1}{2}} \right\}$$

$$M_{cr} = 54,17 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\chi}_{LT} = \sqrt{\frac{247 \times 23,5}{54,17}} = 0,32$$

$$\overline{\chi}_{LT} < 0,4 \quad \text{Pas de risque de déversement}$$

Donc on choisit **UAP 220**



***Chapitre V :***  
***Plancher***

## Chapitre V: Études du plancher mixte

### V.1 Définition

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

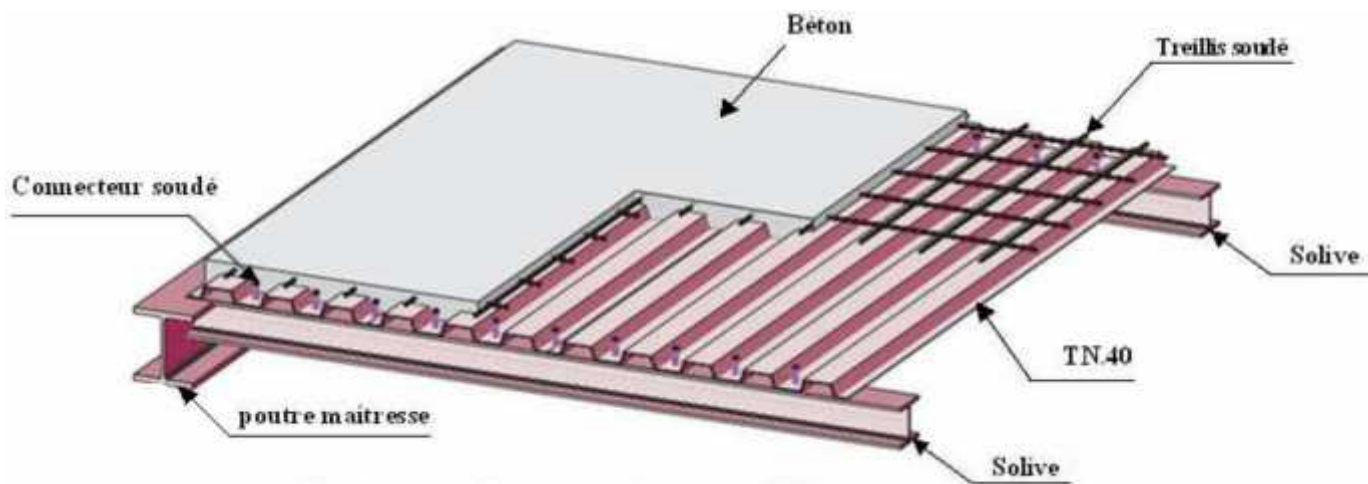
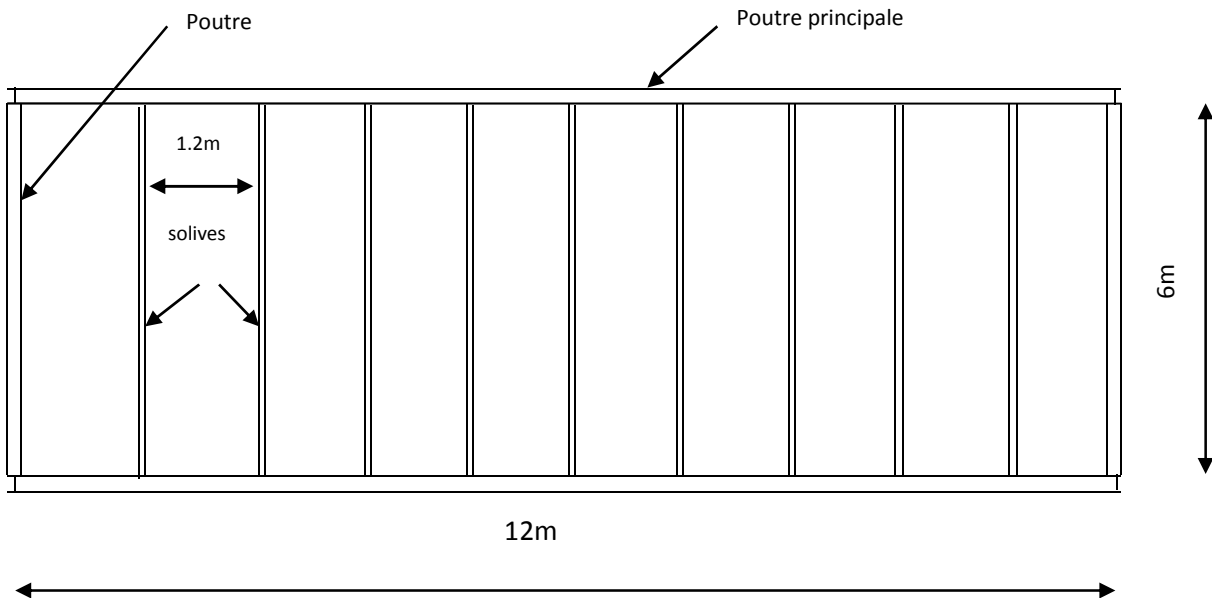


Figure V-1: éléments constructifs de plancher

### V.2 Disposition des poutrelles :

Dans notre cas les dimensions les plus défavorable pour le dimensionnement des éléments de plancher sont montrés sur figure ci-après :

- distance entre les solives est  $d=1,20\text{m}$ .
- la longueur de solives est  $l=6,00\text{m}$ .



**Figure V-2:** Schéma de la trame supportant les planchers.

### V.3 Caractéristique des éléments constructifs

#### V.3.1 L'acier

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

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal)  $E_a = 21.104 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de traction  $f_y = 235 \text{ Mpa}$

#### V.3.2 Le béton

Pour les planchers, on utilise un béton C25/30 de épaisseur ( $e = 10 \text{ cm}$ ) qui ont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La masse volumique  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Le module d'élasticité longitudinale  $E_b = 14000 \text{ Mpa}$ .
- le coefficient de retrait du béton  $\epsilon = 2.10^{-4}$
- le coefficient d'équivalence acier/béton :  $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{14000} = 15$

$$n = 15$$

#### V.4 Méthode de calcul

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

##### V.4.1 Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre de la tôle
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

##### V.4.2 Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes:

- Poids propre du profilé.
- Poids propre de la tôle
- Poids propre du béton (sec) et revêtement
- Surcharge d'exploitation finition.

#### V.5 Vérification des solives au stade de montage

On va choisir l'IPE180 comme solives.

##### V.5.1 Évaluation des charges

###### V.5.1.1 Les charges permanentes

- Poids de la dalle en béton : .....Gb=250 daN/m<sup>2</sup>
- Poids de la tôle (TN40) +accessoire : .....Gt=14.7 daN/m<sup>2</sup>
- Poids de solive IPE180 : .....GP=18.8 daN/ml

$$G = (Gb+Gt) \cdot d + Gp = (250+14.7) \cdot 1.2 + 18.8 = 336.44 \text{ daN/ml}$$

$$G = 336.44 \text{ daN/ml}$$

###### V.5.1.2 Les charges variables :

- Charge des ouvriers : P=100 daN/m<sup>2</sup>

$$Q = P \cdot d = 100 \times 1.2 = 120 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 120 \text{ daN/ml}$$

### V.5.2 Combinaison des charges :

- À l'ELS :

$$G + Q = 336.44 + 120 = 456.44 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 456.44 \text{ daN/ml}$$

- à l'ELU :

$$G + Q = 1.35 \times 336.44 + 1.5 \times 120 = 634.194 \text{ daN/ml}$$

$$q_u = 634.194 \text{ daN/ml}$$

### V.5.3 Vérification de la flèche:

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{max}$$

Avec

$$f_{max} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 456.44 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1317} = 2.78 < 3 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

**Tableau V-1:** caractéristiques de l'IPE 180

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	G (kg/m)	A (cm <sup>2</sup> )
IPE180	180	91	146	5.3	8.0	18.8	23.9
	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>elz</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )
	1317	146.3	166.4	100.9	22.16	34.60	11.3

### V.5.4 Vérifications à la résistance

#### V.5.4.1 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{pl,r,d}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{634.194 \times 6}{2} = 1902.582 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1902.582 \text{ daN}$$

$$V_{pl,r,d} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 1130 \times \frac{23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 15331.536 \text{ daN}$$

$$\frac{1}{2} V_{pl,r,d} = \frac{1}{2} \times 15331.536 = 7665.768 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1902.582 \text{ daN} \leq \frac{1}{2} V_{pl,r,d} = 7665.768 \text{ daN}$$

Donc la condition  $V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{pl,r,d}$  est vérifiée

#### V.5.4.2 Vérification au moment fléchissant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,r,d}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{634.194 \times 6^2}{8} = 2853.873 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,r,d} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 23.5}{1} = 3910.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2853.873 \text{ daN.m} \leq M_{pl,r,d} = 3910.4 \text{ daN.m}$$

Donc la condition est vérifiée

**Remarque :** toutes les conditions sont vérifiées. Donc on n'a pas besoin d'étayement pour la phase de construction.

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

### V.6.1 Évaluation des charges

#### V.6.1.1 Les charges permanentes :

Poids de la dalle en béton : .....Gb=250 daN/m<sup>2</sup>

Poids de la tôle (TN40) +accessoire : .....Gt=14.7 daN/m<sup>2</sup>

Poids de solive IPE180 : ..... Gp=18.8 daN/ml

Poids de revêtement de carrelage et mortier de pose .....Gr= 80 daN/m<sup>2</sup>

Poids des cloisons.....Gc= 100 daN/m<sup>2</sup>

$G = (Gb+Gt+Gr+Gc)*d+Gp = (250+14.7+80+100)*1.2+18.8= 552.44$  daN/ml

**G=552.44 daN/m**

#### V.6.1.2 Les charges variables :

Plancher courant : P=250 daN/m<sup>2</sup> (usage de bureaux)

$Q=P .d=250 \times 1.2=300$  daN/m

**Q=300 daN**

#### V.6.2 Combinaison des charges :

- À l'ELS

$G + Q = 552.44 + 300 = 852.44$  daN/m

$q_s = 852.44$  daN/ml=8.524KN/m

- À l'ELU :

$G .G + Q .Q = 1,35 * 552.44 + 1,5 * 300 = 1195.794$  daN/m

$q_u = 1195.794$  daN/ml=11.957KN/m

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle II participe avec l'inertie des solives I2, ce qui donne une inertie équivalente I.

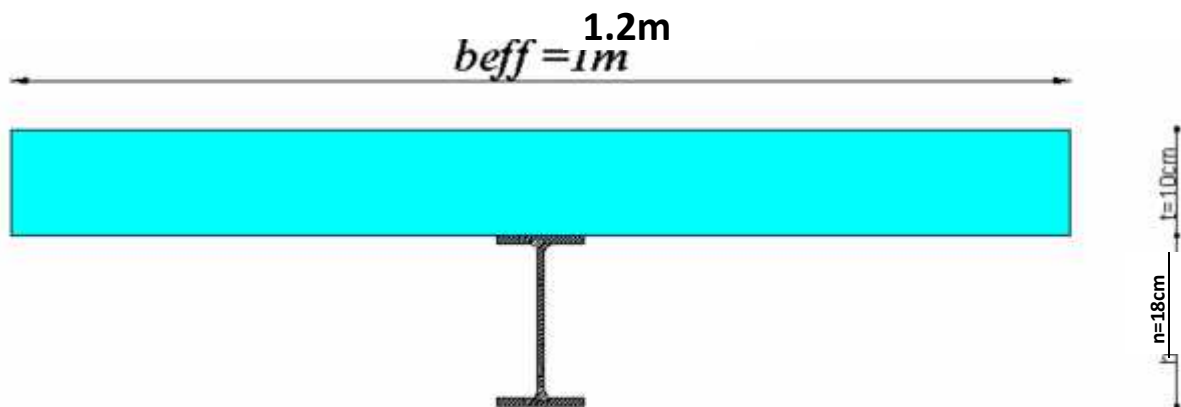
### V.6.3 Calcul de largeur efficace du béton

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

$$b_{eff} = \min \left( 2 \frac{l_0}{8}, b \right) \text{ avec } l_0 = 6\text{m et } b = 1.2\text{m}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = \min \left( 2 \frac{6}{8}, 1.2 \right) = \min(1.5, 1.2) = 1.2\text{m}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = 1.2\text{m}$$



**Figure V-3:** Largeur de la dalle effective.

### V.6.4 La position de l'axe neutre :

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



$$d = \frac{b_{eff} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2S} \text{ avec } n=15, t=10\text{cm}, b_{eff}=120\text{cm} \text{ et } S = A + \frac{B}{n} \text{ avec } B=b \times t$$

$$S = 23.9 + \frac{120 \times 10}{15} = 103.9\text{cm}^2$$

$$\rightarrow S=103.9\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } d = \frac{120 \times 10}{15} \times \frac{10+18}{2 \times 103.9} = 10.77\text{cm}$$

$$\rightarrow d=10.77\text{cm}$$

### V.6.5 Position de l'axe neutre plastique :

$Z_{anp}$  : position de l'axe neutre plastique à partir de la fibre supérieure du béton.

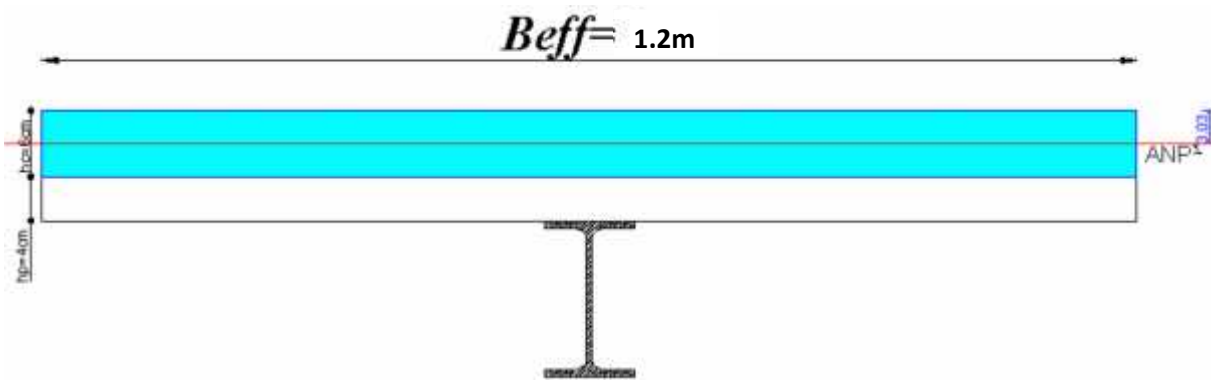
L'axe neutre plastique c'est un axe qui divise la section de deux aires égales.

$$F_a = A \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} = 23.9 \times \frac{23.5}{1.1} = 510.59\text{KN}$$

$$F_c = b_{eff}^{\oplus} \cdot \eta_c \cdot 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} = 120 \times 10 \times 0.85 \frac{2.5}{1.5} = 1700\text{KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$  axe neutre plastique passe dans la dalle

$$Z_{anp} = \frac{F_a}{b_{eff}^{\oplus} \cdot 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c}} = \frac{510.59}{120 \times 0.85 \times \frac{2.5}{1.5}} = 3.003\text{cm} < \eta_c$$



**Figure V-4:** position de l'axe neutre plastique qui passe par la dalle.

### V.6.6 Le moment d'inertie de la section mixte :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ ) :

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1317 + 23.9 \times 10.77^2 + \frac{120 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{120 \times 10}{15} \left( \frac{10 + 18}{2} - 10.77 \right) = 5014.296 \text{ cm}^4$$

$$I = 5014.296 \text{ cm}^4$$

### V.6.7 Moment fléchissant maximal dans la section mixte :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1195.794 \times 6^2}{8} = 5381,073 \text{ daN.m}$$

### V.6.8 Contrainte de flexion simple :

#### V.6.8.1 Contrainte dans la poutre d'acier

##### a) Fibre inférieure :(Traction)

$$\sigma_{al} = \frac{M_{\max}}{I} \cdot V_i \quad \text{avec} \quad V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{18}{2} + 10.77 = 19.77 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{ai} = \frac{5381,073 \times 10^4}{5014,296 \times 10^4} \times 197,7 = 212,16 \text{ N/mm}^2 = 212,16 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{ai} = -212,16 \text{ MPa}$$

**b) Fibre supérieure : (Traction)**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{\max}}{I} \cdot V_s - t \quad \text{avec} \quad V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{18}{2} + 10 - 10,77 = 8,23 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{as} = \frac{5381,073 \times 10^4}{5014,296 \times 10^4} \times 82,3 - 100 = -18,99 \text{ N/mm}^2 = -18,99 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{as} = -18,99 \text{ MPa}$$

**V.6.8.2 Contrainte dans la dalle en béton :**

**a) Fibre supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{\max}}{n \cdot I} \cdot V_s = \frac{5381,073 \times 10^4}{15 \times 5014,296 \times 10^4} \times 82,3 = 5,88 \text{ N/mm}^2 = 5,88 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bs} = 5,88 \text{ MPa}$$

**b) Fibre inférieure : (Traction)**

$$\begin{aligned} \sigma_{bi} &= \frac{M_{\max}}{n \cdot I} \cdot V_s - t = \frac{5381,073 \times 10^4}{15 \times 5014,296 \times 10^4} \times 82,3 - 100 = -1,266 \text{ N/mm}^2 \\ &= -1,266 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \sigma_{bi} = -1,266 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = 1,266 \text{ MPa} < f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok}$$

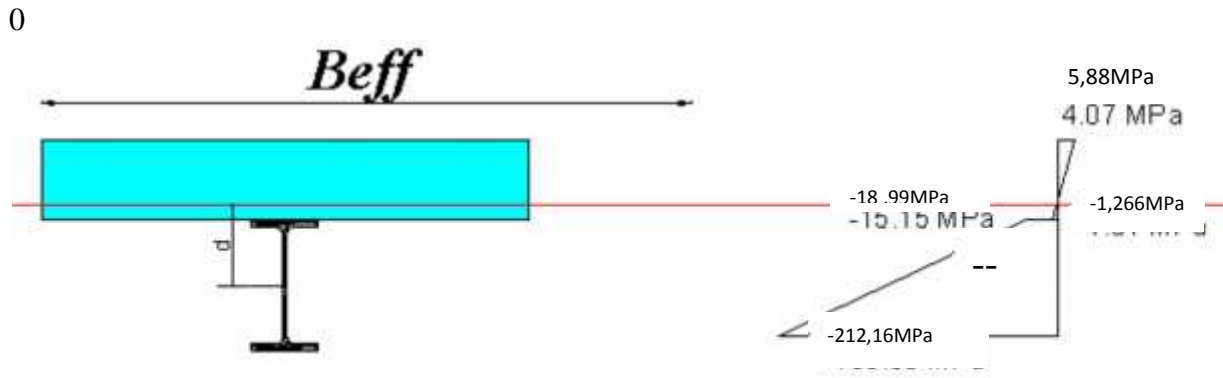


Figure V-5: Diagramme des contraintes de flexion simple

### V.6.9 Vérification de la flèche:

On doit vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 852,44 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5014,296} = 1,36 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

**V.6.10 Vérifications à la résistance****V.6.10.1 Vérification au moment fléchissant:(résistance)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

**V.6.10.1.1 Calcul du moment plastique résistant**

$$M_{pl.Rd} = F_a \cdot \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2}$$

$$M_{pl.Rd} = 51059 \cdot \frac{0,18}{2} + 0,04 + 0,06 - \frac{0,03}{2} = 8935,325 \text{ daN.m}$$

D'où la condi

tion  $M_{sd} = 5381,073 \text{ daN.m} \leq M_{pl.Rd} = 8935,325 \text{ daN.m}$  est vérifiée

**V.6.10.2 Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{Y_{MO}}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_F + t_w + 2 \cdot r \cdot t_F = 2390 - 2 \times 91 \times 8 + 5,3 + 2 \times 9 \times 8 = 1120,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 1120,4 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 152.012 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1195,794 \times 6}{2} = 3587,382 \text{ daN} = 35,87 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 35,87 \text{ KN} \leq V_{pl.Rd} = 152.012 \text{ KN}$  Donc la condition est vérifiée

**V.6.11 Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

Il est à noter que le moment résistant MR dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivante:

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 35,87KN \leq 0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 152.012 = 76.006KN$$

Donc ya pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{max} < \bar{f} = \frac{L}{200}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E.I}$$

$$q_{ser} = 8,524KN$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot h_c + 2 \cdot h_p + h_a^2}{4 \cdot 1 + n \cdot v} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot n} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{A_v} = \frac{2390}{1200 \times 60} = 0.033$$

$$I_c = \frac{2390 \times 60 + 2 \times 40 + 180^2}{4 \cdot 1 + 15 \times 0,033} + \frac{1200 \times 60^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4 = 5,55 \cdot 10^7 mm^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{8,524 \times (6000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 5,55 \times 10^7} = 12,34\text{mm} \quad \Rightarrow \quad f_{\max}^f = 12,34\text{mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :  $\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{5000}{200} = 25\text{mm}$

**Calcul de la flèche totale :**

$$f = 12,34\text{mm} < \bar{f} = 25\text{mm} \quad \text{Vérifié}$$

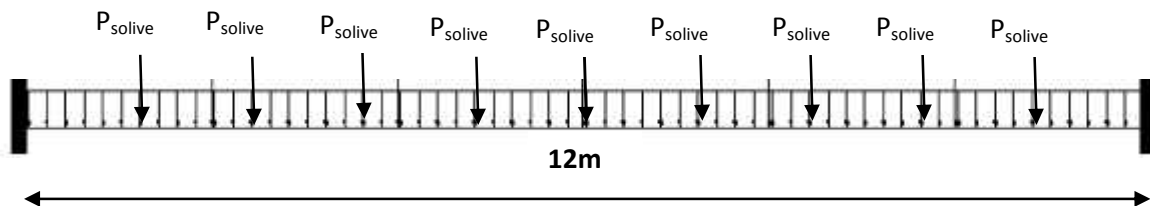
### V.7 Calcul de la poutre principale:

Les poutres porteuses 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.

Dans notre cas on va s'intéresser pour le cas le plus défavorable.

#### V.7.1 Caractéristiques du plancher :

- Portée du sommier :  $L=12\text{m}$
- Entre axe des sommiers :  $d_{\text{sommier}}= 6\text{m}$
- Entre axe des solives :  $d_{\text{solive}}=1,2\text{m}$
- Charges permanentes du plancher :  $G = 4.357\text{KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation :  $Q = 2,5\text{KN/m}^2$
- Poids de la solive :  $G_{\text{solive}}= 0,188\text{KN/m}$
- Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :  
 $P_{\text{solive}}= G_{\text{solive}} \cdot d_{\text{sommier}}=0,188 \times 6=1,128\text{KN}$



**Figure V-7:** Schéma statique du sommier

$$P_s = [G+Q] \times dsommier + [(5 \times P_{solv})/L] = [4.357+2.5] \times 5 + [(5 \times 1,128)/12] = 34.755 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{q_s l^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{q_s l^4}{4,8 \times 384 E} = \frac{34,755 \times 1200^4 \times 10^{-1}}{4,8 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 18618,75 \text{ cm}^4$$

On adopte un IPE400.

- **Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profile**

$$P'_s = P_s + G_{profile} = 34,755 + 0,663 = 35,418 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{q_s l^4}{384 E I} = \frac{35,418 \times 1200^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23128,4} = 3,937 \text{ cm} < 4,8 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

## V.7.4 Vérifications de la résistance

### V.7.4.1 Détermination de la classe de la section

- **Classe de la semelle (semelle comprimé)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{180}{13,5} = 6,66 \leq 10$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \frac{235}{f_y} = 1$$

⇒ Semelle de classe 1

- **Classe de l'âme (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} < 72 \varepsilon \Rightarrow \frac{331}{8,6} = 38,48 \leq 72 \varepsilon$$



⇒ Âme de classe 1

Donc IPE400 est de classe 1

#### V.7.4.2 Vérification au moment :

$$P_u = 1,35 G \times d_{\text{sommier}} + 5 G_{\text{profile}} \times d_{\text{sommier}} / L + 1,5Q \times d_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1,35 \cdot 4,357 \times 6 + 5 \cdot 0,663 \times 6 / 12 + 1,5 \cdot 2,5 \times 6 = 60,02 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u l^2}{12} = \frac{60,02 \times 12^2}{12} = 720,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,r,d} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307,1 \times 23,5}{1} = 30716,85 \text{ KN.cm} = 307,168 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} > M_{pl,r,d}$  → non vérifié

Condition de résistance non vérifiée on augmente le profilé

$$M_{pl,r,d} \geq M_{sd} \Rightarrow \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_{sd}$$

$$W_{pl} = \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{72024 \times 1}{23,5} = 3064,85 \text{ cm}^3$$

On adopte un profilé IPE600.

$$P_u = 1,35 G \times d_{\text{sommier}} + 5 G_{\text{profile}} \times d_{\text{sommier}} / L + 1,5Q \times d_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1,35 \cdot 4,357 \times 6 + 5 \cdot 1,224 \times 6 / 12 + 1,5 \cdot 2,5 \times 6 = 61,92 \text{KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u l^2}{12} = \frac{61,92 \times 12^2}{12} = 743,04 \text{KN.m}$$

$$M_{pl,r,d} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3512,4 \times 23,5}{1} = 82541,4 \text{KN.cm} = 825,414 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,r,d} \rightarrow \text{est vérifié}$$

La condition de résistance est vérifiée.

#### V.7.4.3 Vérification au Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot L + 5 G_{\text{profile}} \cdot d_{\text{sommier}}}{2} = \frac{61,92 \times 12 + 5 \cdot 1,224 \times 6}{2} = 389,88 \text{KN}$$

$$V_{pl,r,d} = \frac{A_{vz} f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{83,8 \times 23,5 / \sqrt{3}}{1} = 1136,975 \text{KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,r,d} \text{ est vérifié}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE600** pour la poutre principale de plancher.

### V.8 Calcul de la poutre secondaire

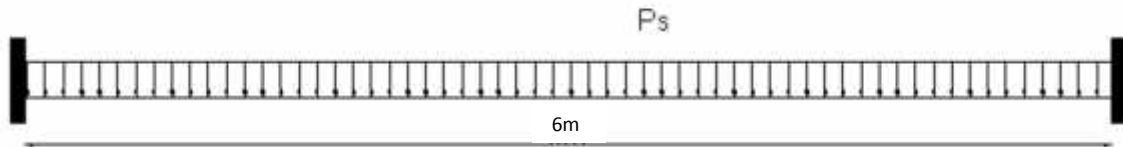


Figure V-9: Schéma statique de la poutre secondaire

#### V.8.1 Caractéristiques de la poutre secondaire

- Portée de la poutre :  $L=6\text{m}$
- Entre axe de la poutre :  $d_{\text{poutre}}= 1,2\text{m}$
- Charges permanentes du plancher :  $G = 4,357\text{KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation :  $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

#### V.8.2 Pré dimensionnement

$$P_s = [G+Q] \cdot d_{\text{poutre}}$$

$$P_s = [4,357+2,5] \times 1,2 = 8,228 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :  $f_z = \frac{q_s l^4}{384 E I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4\text{cm}$

$$I_y \geq \frac{q_s l^4}{2,4 \times 384 E} = \frac{8,228 \times 600^4 \times 10^{-1}}{2,4 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 550,98\text{cm}^4$$

On choisit un IPE160

- **Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profile**

$$P'_s = [G + Q] \cdot d_{\text{poutre}} + G_{\text{poutre}} = [4,357 + 2,5] \times 1,2 + 0,158 = 8,386\text{KN/m}$$

$$f_z = \frac{q'_s l^4}{384EI} = \frac{8,386 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869,3} = 1,55\text{cm} < 2,4\text{cm} \rightarrow \text{verifier}$$

### V.8.3 Vérifications de la résistance :

#### V.8.3.1 Détermination de la classe de la section :

- Classe de la semelle (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{82}{7,4} = 5,54 \leq 10$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \frac{235}{f_y} = 1$$

⇒ Semelle de classe 1

- Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \Rightarrow \frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 72\varepsilon$$

⇒ Âme de classe 1

Donc IPE160 est de classe 1

#### V.8.3.2 Vérification au moment :

$$P_u = 1,35 G \cdot d_{poutre} + G_{profil} + 1,5 \cdot Q \cdot d_{poutre}$$

$$P_u = 1,35 \cdot 4,357 \times 1,2 + 0,158 + 1,5 \times 2,5 \times 1,2 = 11,77\text{KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u l^2}{12} = \frac{11,77 \times 6^2}{12} = 35,31\text{KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123,9 \times 23,5}{1} = 2911,65\text{KN.cm} = 29,116\text{KN.m}$$

$M_{sd} > M_{pl,rd} \rightarrow$  non vérifier

La condition de résistance n'est vérifiée on augmente a un profilé IPE180

$$P_u = 1,35 G \cdot d_{poutre} + G_{profil} + 1,5 \cdot Q \cdot d_{poutre}$$

$$P_u = 1,35 \cdot 4,357 \times 1,2 + 0,188 + 1,5 \times 2,5 \times 1,2 = 11,81 \text{KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u l^2}{12} = \frac{11,81 \times 6^2}{12} = 35,43 \text{KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 \times 23,5}{1} = 3910,4 \text{KN.cm} = 39,104 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \rightarrow \text{verifier}$$

#### V.7.4.3 Vérification au Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{11,81 \times 6}{2} = 35,43 \text{KN}$$

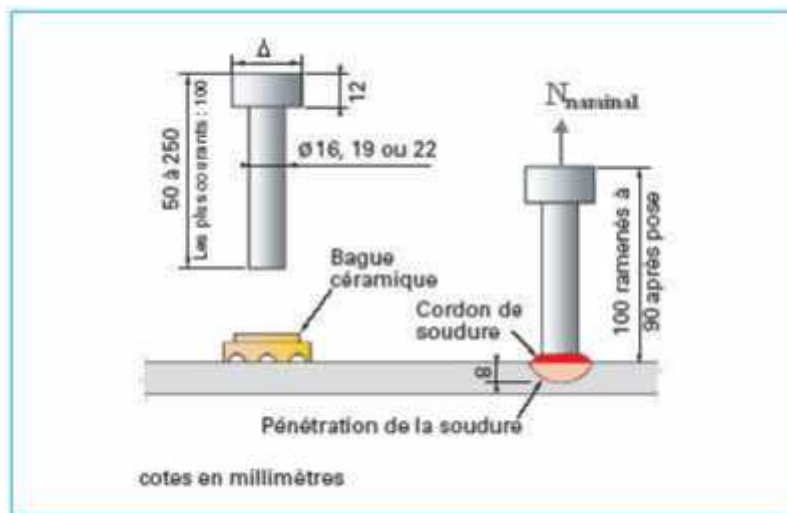
$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{11,3 \times 23,5 / \sqrt{3}}{1} = 153,315 \text{KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{est vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE180** pour la poutre secondaire.

### V.9 Calcul et dimensionnement des connecteurs :

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



**Figure V-10:** Caractéristique des connecteurs

#### V.9.1 Nombre de connecteurs :

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé de calcul déterminer (section 6.2 EC.4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur  $P_{rd}$  section

(6.3 ou 6.5 EC4) :

$$N \geq \frac{V_{if}}{P_{rd}}$$

#### V.9.2 Capacité de déformation des connecteurs :

On appelle connecteurs ductiles ceux qui offrent une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connections au sein de la structure considérée.

$$10 \leq L \leq 25 \quad \text{et} \quad \frac{N}{N_f} \geq 0,04L$$

Avec :

- L : portée en mètre.
- $N_f$  : le nombre de connecteurs déterminé pour la longueur de la poutre

- N : nombre de connecteurs présents à l'intérieur de la même longueur de poutre.

### V.9.3 Effort de cisaillement longitudinal :

Connections complète :

$$V_{II} = \min \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{m1}}; \frac{0,85 \times h_c \times f_{c28}}{\gamma_c}$$

Avec :

- $A_a$  : Aire de l'élément structural
- $f_{c28}$  : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.
- $\gamma_{m1}$  : Coefficient de sécurité pour l'acier.
- $\gamma_c$  : Coefficient de sécurité pour le béton
- $h_c$  : Hauteur de la dalle

### V.9.4 Résistance de calcul des connecteurs :

- Goujons à tête utilisée avec des tôles profilées en acier.
- Tôles dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses.

$$P_{rd} = \min P_{rd1} P_{rd2} \quad [\text{EC04 art}(6.3.2.1)]$$

$$P_{rd1} = 0,8f_u \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_V} \dots \dots \dots (1)$$

$$P_{rd2} = 0,29\alpha \cdot d^2 \cdot \frac{f_{ck} \cdot E_{cm}}{\gamma_V} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- d : le diamètre du fut du goujon.
- $f_u$  : résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser

500 N/m<sup>2</sup>

- $f_{ck}$  : la résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.
- $E_{cm}$  : la valeur moyenne du module sécant du béton.
- $\gamma_V$  : Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.
- $\alpha$  : facteur de correction.

### V.9.5 Calcul des goujons :

$$z_p = 40\text{mm} \quad d = 19\text{mm} \quad z = 80\text{mm}$$

$$\frac{z}{d} = \frac{80}{19} = 4,2 > 4$$

$$\Rightarrow \alpha = 1$$

#### V.9.5.1 Déterminer le Nombre de goujon :

##### ➤ Calcul Vlf :

$$A_a = 23,9\text{cm}^2 (\text{IPE180}) ; f_y = 23,5\text{KN/cm}^2 \text{ S235} \quad \text{et} \quad f_{ck} = 2,5\text{KN/cm}^2 (\text{C25/30})$$

$$\gamma_c = 1,5 ; \gamma_{m1} = 1$$

$$A_c = b_{eff} \cdot t = 120 \times 10 = 1200\text{cm}^2$$

$$V_{lf} = \min \frac{23,9 \times 23,5}{1} ; \frac{0,85 \times 1200 \times 2,5}{1,5} = \min 561,65 ; 1700 \text{ KN}$$

$$V_{lf} = 561,65\text{KN}$$

##### ➤ Calcul Prd :

$$f_u = 40\text{KN/cm}^2 ; f_{ck} = 2,5\text{KN/cm}^2 ; E_{cm} = 30,5 \cdot 10^2$$

$$\text{D'après (1) : } P_{rd1} = 0,8 \times 40 \times \frac{3,14 \times 1,9^2}{4} \times \frac{1}{1,25} = 72,54$$



$$\text{D'après (2) : } P_{rd2} = 0,29 \times 1 \times 1,9^2 \times \frac{2,5 \times 30,5 \cdot 10^2 \times \frac{1}{1,25}}{1,25} = 81,76$$

$$\text{Alors : } P_{rd} = \min 72,54; 81,76 = 72,54 \text{KN}$$

$$\text{D'où } N_f \geq \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{561,65}{72,54} = 7,74 \approx 8$$

→ N = 8 goujons

Soit N = 8 goujons sur la demi-longueur de la poutre, c'est-à-dire 14 goujons sur la longueur totale de la poutre.

Il est permis d'espacer les goujons uniformément sur la longueur d'interface, car ici toutes les sections critiques considérées sont de classe 1. La distance entre goujons est de :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \text{ avec } L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{cm}$$

$$S = \frac{300}{8} = 37,5 \text{cm}$$

Donc chaque 37.5 cm on à un goujon.

$$\text{D'où : } \frac{N}{N_f} = \frac{8}{7,74} = 1,03 > 0,04L = 0,2 \text{ est vérifiée}$$

### Conclusion:

À travers cette étude nous avons montrés que le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posé sur des solives IPE180.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19mm, espacées de 37,5 cm entre eux.

***Chapitre VI :***  
***Etude sismique***  
***de la structure***

### **VI-1.Introduction :**

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles a marqué la mémoire des générations. Donc il faut limiter les endommagements causés aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elle résiste aux séismes. L'analyse de la structure est faite par le logiciel SAP 2000 qui est basé sur la méthode des éléments finis.

### **VI-2.DESCRPTION DE SAP 2000 :**

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, construction métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats.

### **VI-3.CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F :**

Le principe de base de la méthode des éléments finis est :

- De remplacer le problème continu par un problème discret, c'est à dire, remplacer le problème de degrés de liberté infini par un problème de degré de liberté fini.
- Remplacer le système d'équations différentielles aux dérivées partielles, par un système d'équations algébriques équivalent facilement solvable

### **VI-4.Modélisation**

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

#### **VI-4.1Analyse de la structure :**

##### **❖ Type d'analyse :**

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

➤ **Les chargements statiques :**

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

➤ **Les chargements dynamiques :**

- Les effets sismiques.

## VI-4.2 Méthodes de calcul :

➤ **La méthode statique équivalente :**

La méthode de calcul la plus adaptée pour le calcul dynamique des structures, est celle qui est basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais le " RPA 99 V 2003 " exige que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc calculons l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

**a) Principe de la méthode statique équivalente :**

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

**b) Calcul de la force sismique totale :**

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

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

**A:** coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas, on est dans la Zone III et un Groupe d'usage 2 Nous trouverons :

$$A = 0.25$$

$$D = \begin{cases} 2.5y & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5y(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5y(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur de d'amortissement ( $\gamma$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Avec :

$T_1, T_2$ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003].

Site (S3) :  $T_1$  (sec) = 0,15s,  $T_2$  (sec) = 0,5s.

( $\gamma$ ) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\gamma = \sqrt{\frac{7}{(2 + \kappa)}} \geq 0.7$$

Où  $\kappa$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\kappa$  : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques, Donc  $\kappa = 5\%$

D'où :  $\gamma = 1 > 0,7$

**= 1**

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

**$h_N = 12$  m.**

$C_T$  est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

On a un Portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie

D'où :  **$C_T = 0,085$ .**

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,085 \times 12^{3/4} = 0,54 \text{ s}$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule 4.7 du RPA99/version 2003 :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **Sens transversal :**

$$dx = 60 \text{ m} \quad \Rightarrow T_x = 0,14 \text{ s}$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$dy = 30 \text{ m} \quad \Rightarrow T_y = 0,19 \text{ s}$$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues pour chaque direction.

$$T_x = \min (T, T_x) = \min (0,54 \text{ s}; 0,14 \text{ s}) \Rightarrow T_x = 0,14 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T, T_y) = \min (0,54 \text{ s}; 0,19 \text{ s}) \Rightarrow T_y = 0,19 \text{ s}$$

$T_x$  et  $T_y$  sont inférieure à  $T_2 = 0,5 \text{ s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \quad (T_2/T)^{2/3}$$

$$\mathbf{D = 2,38}$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Notre Ossature est contreventée aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal, par un système mixte composé de portiques et de palées triangulées en X. par conséquent, selon le tableau 4.3 du RPA:

$$\mathbf{R = 5}$$

**Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**Tableau. V.1** : Pénalité de vérification.

Critère de qualité « q »	P <sub>q</sub>
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0,05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$\sum P_q$	0,2

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1,2$$

**W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W<sub>i</sub> calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + sW_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

s : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas s = 0,2

$$W = 179302kN$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,25 \times 2,38 \times 1,2}{5} \times 1793,02 = 256,04kN$$

$$\mathbf{V = 256,04kN}$$

**c) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{i=0}^n W_j \times h_j}$$

$F_i$  : Effort horizontal revenant à chaque niveau i.

$h_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$ .

$W_i, W_j$ : poids revenant aux plancher i,j.

$h_j$  =niveau d'un plancher quelconque.

Pour notre cas  $V = F_t$

➤ **Principe de la méthode dynamique spectrale :**

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



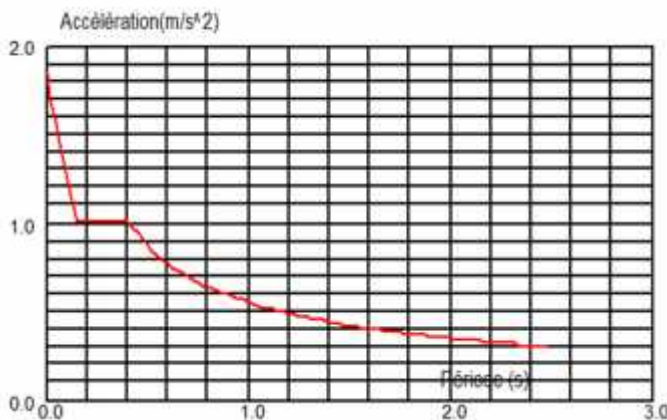
### 1) Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

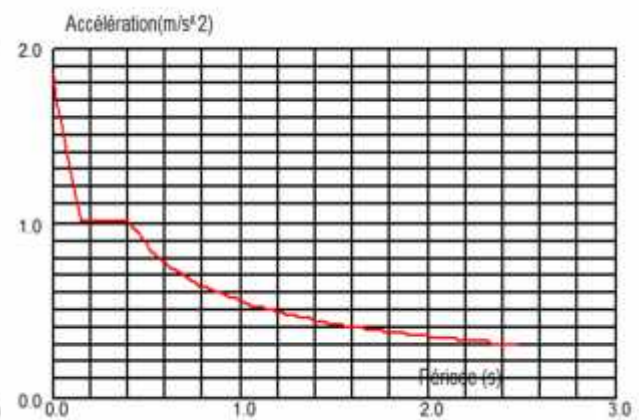
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5y(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5y(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5y(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, , R, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,2 \quad A = 0,25 \quad = 1 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,5s$$



Excentricité de masse  $e_x = 5.000$  (%),  $e_y = 0.000$  (%)



Excentricité de masse  $e_x = 0.000$  (%)  $e_y = 5.000$  (%)

### 2) Nombre de modes à considérer :

a) Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

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

c) **Résultat de calcul :**

d) **Pourcentage de participation de masse :**

Pour la participation massique on utilise un nombre important de mode pour bien représenter la structure car on a une toiture légère, pas de concentration de masse au niveau du plancher d'où la présence importante des modes de torsion donc on est dans le cas (b) art4.3.4 du RPA99V2003.

**Tableau. V.2 :** pourcentage de participation de masse.

modes	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,450732	6,422E-18	0,60347	6,422E-18	0,62035
2	0,374869	0,87637	2,578E-15	0,87637	0,63393
3	0,272429	0,028	5,879E-17	0,90437	0,63393
4	0,264247	4,465E-18	0,00303	0,90437	0,66001
5	0,233202	0,01061	4,777E-17	0,91497	0,71252
6	0,223233	1,513E-18	0,00347	0,91497	0,73238
7	0,207046	7,436E-17	0,02038	0,91497	0,73238
8	0,190701	0,00016	1,801E-16	0,91514	0,75032
9	0,190003	1,826E-16	0,01358	0,91514	0,75032
10	0,152785	0,000001597	1,179E-15	0,91514	0,76397
11	0,140752	1,303E-14	0,02608	0,91514	0,76397
12	0,132611	7,695E-15	0,05251	0,91514	0,86397
13	0,122893	3,697E-13	0,01987	0,91514	0,87431
14	0,121158	0,00013	3,518E-14	0,91527	0,90071
15	0,112149	3,817E-14	0,01794	0,91527	0,91079
16	0,107069	0,00397	6,644E-13	0,91924	0,91179
17	0,105929	1,824E-14	0,01365	0,91924	0,92279

Dans les deux modes suivants :

- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (Y) pour le quatrième mode.

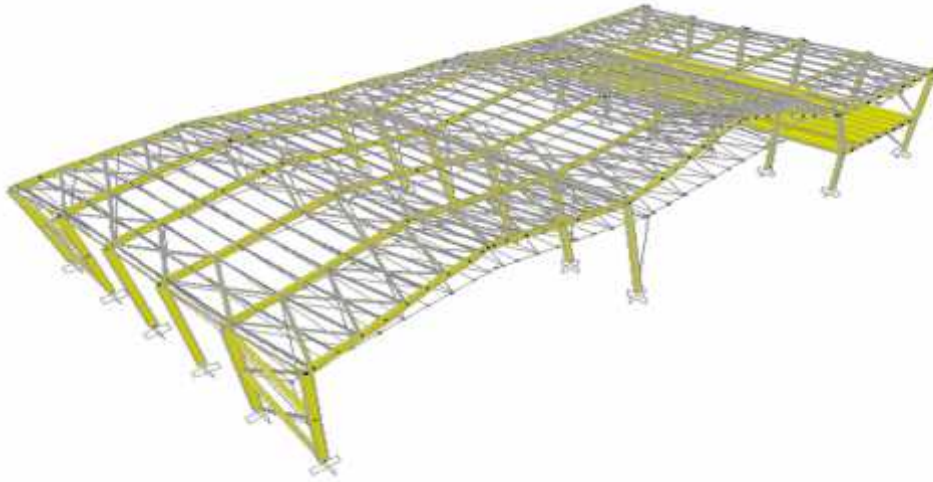
Et on a bien que :

$$T_{17} = 0,105s \leq 0,2s$$

**1) Les réponses modales de la structure :****➤ Déformation modale :**

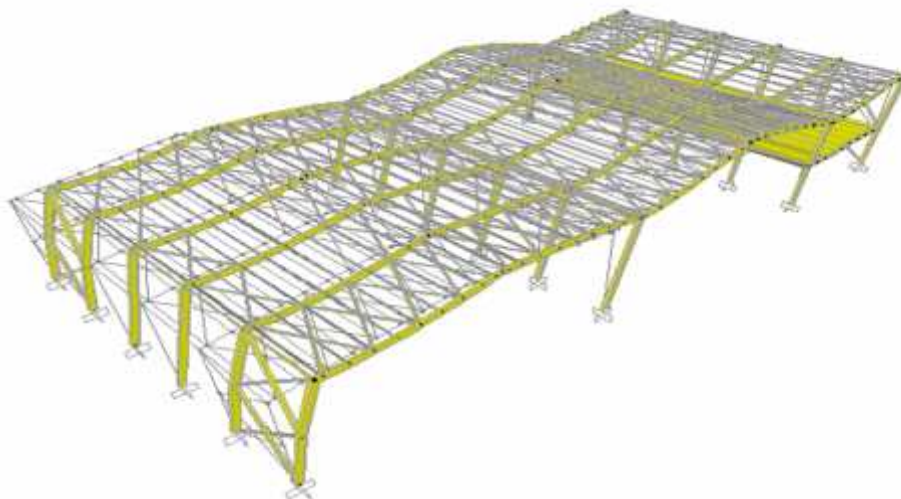
La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

**Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période  $T = 0,45s$ , taux de participation de la masse 62,03%**



**Figure. V.1 :** Mode de déformation (1).

**Mode 2 : Translation suivant X-X, période  $T = 0,374 s$ , taux de participation de la masse 87,63%**



**Figure. V.2 :** Mode de déformation (2).

**VI-5. Analyse des résultats :**

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

**Tableau V.3 :** Combinaisons de calcul.

Etat limite ultime	Etat limite de service	Accidentels
G + 1,5W1D	G + W1D	G + Q + E
G + 1,5W1S	G + W1S	G + Q - E
G + 1,5W2D	G + W2D	G + S + E
G + 1,5W2S	G + W2S	G + S - E
G + 1,5 S	G + Q	0,8G + E
1,35G + 1,5 Q	G + S	0,8G - E
1,35G + 1,5S	G + 0,9(Q + S)	G + Q + 1,2 E
1,35(G + S)		G + Q - 1,2 E
1,35(G + Q + S)		

**VI.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99V2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

**Tableau V.4 :** Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique e (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	256,04	204,51	239,78	Vérifiée
Sens yy	256,04	204,51	255,13	Vérifiée

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

**VI.5.3 Vérification des déplacements :****1<sup>er</sup> Cas : situation durable :**

Les déplacements sont limités à :

➤ **Déplacement horizontal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \quad \text{sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \quad \text{avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1)I}$$

Ou h : hauteur du poteau

➤ **Déplacement vertical :**

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

**Tableau VI.5 :** Déplacement max en situation durable.

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G +1,5W1S	1,35(G+Q+S)	1,43x1,47= <b>2,102</b>	1,21x1,47= <b>1,778</b>
Suivant Y	G +1,5W1S	1,35(G+Q+S)	0,33x1,01= <b>0,333</b>	0,27x1,01= <b>0,27</b>
Suivant Z	G +1,5W1S	1,35(G+Q+S)	2,79	2,7

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{1000}{150} = 6,66cm \\ \frac{h}{125} = \frac{1000}{125} = 8cm \\ \frac{L}{200} = \frac{2400}{200} = 12cm \end{array} \right.$$

On voit que les déplacements maximum suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

**2<sup>ème</sup> Cas : situation accidentelle :**

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

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

$$u_k = R.u_{ek}$$

$u_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=5.

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

**Tableau VI.6** : Déplacement relatif des niveaux.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	1,63x1,47= <b>2,39</b>	1,66x1,01= <b>1,67</b>	9,56	6,64

$$\frac{h}{100} = \frac{1200}{100} = 12cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 12 cm, donc ils sont vérifiés

***Chapitre VII :***  
***Etude de contreventement***

## VII.1 Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

## VII.2 Contreventements de toiture (poutre au vent)

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

## VII.3 Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

### Remarques

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.



**VII.3.1 Évaluation des efforts dans la poutre au vent :**

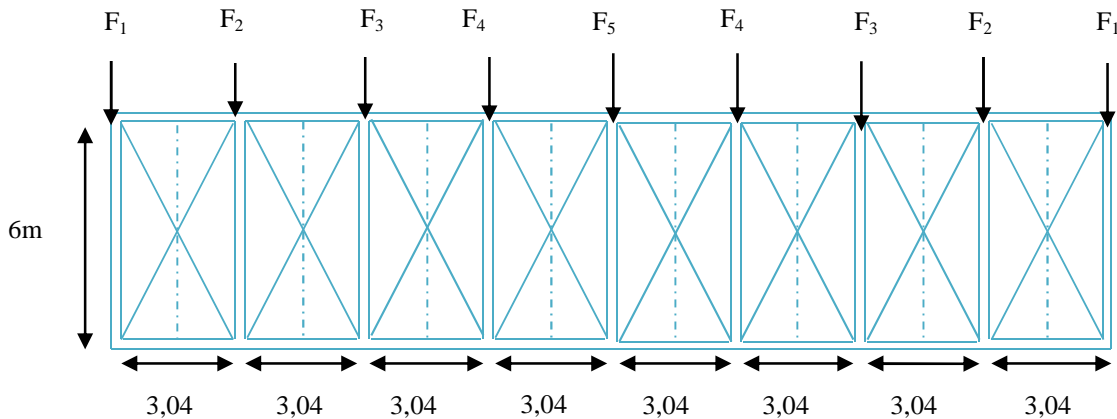


Figure VII-1: schéma statique de la poutre au vent en pignon.

**VII.3.1.1 Évaluation des efforts horizontaux :**

$$F_i = 1,5 w_i \times S_i + \frac{F_{fr}}{n} \quad \text{Avec : } i=1,2,3,\dots,9$$

On a

- $w_i$  : Vent extrême suivant le pignon  $w_i = 85,215 \text{ daN/m}^2$ .
- $F_{fr}$  : Force de frottement pour parois verticales.
- Comme on a indiqué dans l'étude climatique nous n'avons une force de frottement.  
 $F_{fr} = 66,553 \text{ KN}$ .
- $S_i$  : La surface sous le vent.

Avec :  $S_i = 2_i \times e_i$   $e_i = \text{espacement}$

$n = 9$  Nombre de nœuds au niveau de la toiture

$$\frac{F_{fr}}{n} = \frac{66,553}{9} = 7,39,47 \text{ daN}$$

Les résultats de  $F_i$  sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII-1:** Les valeurs Des forces du au vent du aux nœuds

noeud	1	2	3	4	5
h <sub>i</sub> (m)	10	10.49	10.98	11.47	12
e(m)	3	3	3	3	3
S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	15	15,73	16,47	17,23	18
W <sub>i</sub> (daN/m)	85,215	85,215	85,215	85,215	85,215
F <sub>fr/n</sub> (daN)	739,47	739,47	739,47	739,47	739,47
F <sub>i</sub> (daN)	1285,61	1347,82	1410,88	1475,64	1541,26
1,5F <sub>i</sub> (daN)	1928,42	2021,73	2116,32	2213,47	2311,89

$$R_A = R_B = \sum \frac{F_i}{2} = \sum \frac{F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5}{2} = 3530,62 \text{ daN.}$$

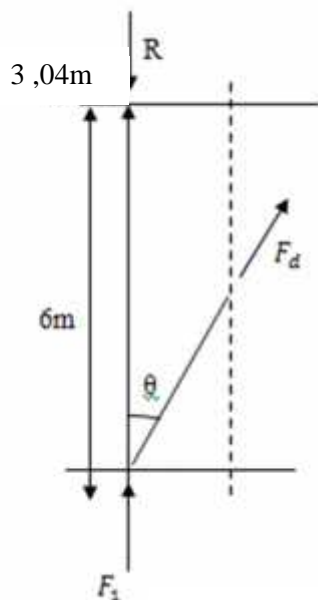
**II-1.3 Effort de traction dans les diagonales :**

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort.

Par la méthode des coupures, on établit l'effort F<sub>d</sub> dans les diagonales d'extrémités (les plus sollicitées), qui est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \alpha + F_1 = R_A$$

$$\tan \alpha = \frac{3,04}{6} \Rightarrow \alpha = \arctg \frac{3,04}{6} = 26,86^\circ$$



**Figure VII.5** représentation des forces sur un nœud

$$F_d = \frac{R_A - F_1}{\cos \alpha} = \frac{3530,62 - 1285,61}{\cos 26,86^\circ} = 3956,15 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 3956,15 \text{ daN} = 59,34 \text{ KN}$$

### II-1.4 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{59,34 \times 1,1}{23,5} = 2,77 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **2L40×40×6** et trous de 16mm.

Section nette :  $A_{net} = A_1 + \alpha \cdot A_2$

$$A_1 = 2(4 \times 0,6) - (1,6 \times 0,6) = 3,84 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2(4 - 0,6) \times 0,6 = 4,08 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,738$$

Section nette :  $A_{net} = 3,84 + 0,738 \times 4,08 = 6,851 \text{ cm}^2$

**Vérification a la résistance ultime de la section :**

$$N_{Sd} \leq N_{u,Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\alpha_{m2}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 6,851 \times 36}{1,25} = 177,57 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 59,34 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 177,57 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc la cornière **L40×40×6** est convient pour les diagonales de la poutre au vent.

Avec **A=4,076Cm<sup>2</sup>**

**III-contreventements verticaux:**

**III-1 Calcul des palées de stabilité de rive (en long pans):**

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent) et également les frottements agissant sur les parois dans le sens longitudinal. On ne fait travailler que les diagonales tendues.

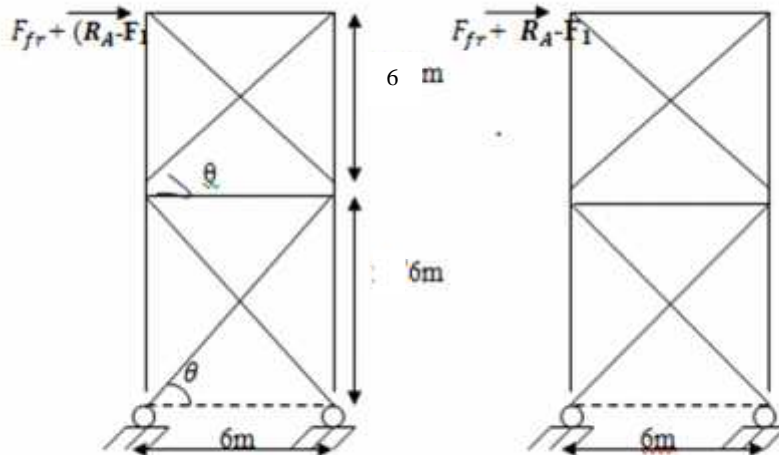


Figure VII.5 Schéma statique de palée de stabilité en long pan

I

**III-1.1 effort de traction dans les diagonales :**

Par la méthode des coupures, on détermine l'effort sollicitant les diagonales,

- Effort de traction dans la diagonale tendue :

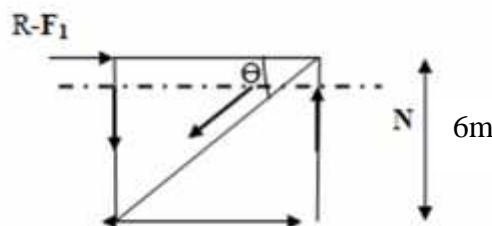


Figure VII-6 : représentation des forces sur un nœud

$$tg \theta = \frac{6}{6} = 1$$

$$N = \frac{3530,62 - 1285,61}{\cos 45} = 3174,92 \text{ daN}$$

$$F_{F7} = 6655,3 \text{ daN}$$

$$N_{total} = 6655,3 + 3174,92 = 9830,22 \text{ daN.}$$

### III-1.2 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :



$$N_{Sd} = 1,5 N_{total} = 1,5 \times 9830,22 = 14745,33 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{14745,33 \times 1}{2350} = 6,27 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L60×60×6** avec des trous = 16mm.  $A_{cornière} = 6,91 \text{ cm}^2$

➤ Calcul de la Section nette :  $A_{net} = A_1 + \alpha \cdot A_2$

$$A_{net} = 2,64 + 0,71 \times 3,24 = 4,94 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 4,94 \cdot 36}{1,25} = 128,04 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 147,45 \text{ KN} > N_{u.Rd} = 128,04 \text{ KN.}$$

*Non Vérifié*

On doit augmenter la section, on choisit des cornières **L70X70X7**

➤ Calcul de la Section nette :  $A_{net} = A_1 + \alpha \cdot A_2$

$$A_{net} = 3,58 + 0,73 \times 4,23 = 6,66 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 6,66 \cdot 36}{1,25} = 172,62 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 147,45 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 172,62 \text{ KN.}$$

*Vérifier*

### IV- Vérification des montants :

#### IV-1 Calcul de la poutre sablière :

La poutre sablière, achemine les efforts provenant de la poutre au vent vers la palée de stabilité, puis vers les fondations. Elle est de ce fait sollicitée par un effort axial du au vent et éventuellement par son poids propre.

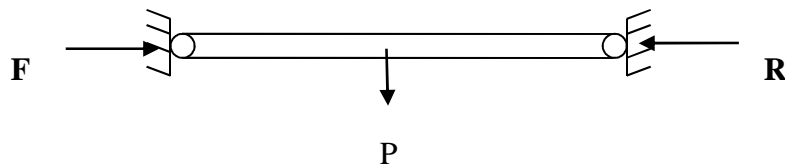


Figure V-9 : Schéma statique de la poutre sablière.

#### IV-1.1 Pré-dimensionnement de la poutre sablière :

$$F = F_1 = 1285,61 \text{ daN}$$

$$R = R_1 = 3530,62 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = R_1 - F_1 = 2245,01 \text{ daN}$$

On prend  $x_{min} = 0,5$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M1}}{x_{min} \times f_y} = \frac{2245,01 \times 1,1}{0,5 \times 2350} = 2,10 \text{ cm}^2$$

On prend un **IPE180** avec  $A=23,9 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que

$$N_{sd} = 2245,01 \text{ daN} \leq N_{pl,rd} = x_{min} \times \beta A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

➤ **Calcule**  $x_{min}$  ?

On a une poutre encastree sur deux cotées donc  $L_k = 0,5l_0$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{7,42} = 40,43$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2,05} = 146,34$$

➤ **Classification de la section :**

$$\text{Semelle comprimée : } \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{91/2}{8} = 5,69 < 10\varepsilon$$

$$\text{Âme fléchée : } \frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,55 < 72\varepsilon \quad \text{Âme de classe 1.}$$

D'où le profilée est de classe 1

➤ **Calcule les élancements critiques :**

Acier S235

$$\varepsilon = \frac{235^{0,5}}{f_y} = 1$$

$$\text{Donc } \lambda_{cr} = 93,9\varepsilon = 93,9$$

➤ Calcule les élancements réduits ;

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \bar{B}_w = \frac{40,43}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,43 > 0,2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \bar{B}_w = \frac{146}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,56 > 0,2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

Avec :

$$\bar{B}_w = 1 \quad \Rightarrow \quad \text{L' IPE 180 est de classe 1}$$

➤ Calcule le coefficient de réduction :

$$x_{min} = \min x_y, x_z$$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Eurocode 3

Pour L' IPE120 : h = 180 mm, b = 91mm, t<sub>f</sub> = 8 mm.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,978 > 1,2 \quad \text{et} \quad t_f = 8 < 40 \text{ mm}$$

Donc :

**Tableau VI-3:** de la courbe de flambement selon euro code 3

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection a
y-y'	A	a <sub>y</sub> =0,21
z-z'	B	a <sub>z</sub> =0,34

Donc :

$$x_y = 0,945$$

$$\rightarrow x_{min} = 0,321$$

$$x_z = 0,321$$

$$N_{sd} = 22,45 \text{ KN} < N_{pl,rd} = 0,321 \times 1 \times \frac{23,9 \times 23,5}{1,1} = 163,90 \text{ KN} \quad \text{est vérifié}$$

Donc **IPE180** convient comme une panne montante de la palée de stabilité

***Chapitre VIII :***  
***Vérification des éléments***



**VIII.1 Introduction :**

Après le pré dimensionnement des éléments on passe à la vérification sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel SAP 2000.

**VIII.2 Vérification des diagonales de contreventement :****VIII.3 Les vérifications à faire sont :****VIII.3.1 A la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\chi_{m0}} \text{ EC3 Art 5.4.3.1}$$

**VIII.3.2 Au flambement (compression) :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times S_A \times A \times \frac{f_y}{\chi_{m1}} \text{ EC3 Art 5.5.1.1}$$

**VIII.3.3 La condition de résistance (ratio) :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$N_{sd}$ : Effort normal sollicitant.

$N_{rd}$ : Effort résistant.

Elements		combination	$N_{sd}(\text{KN})$	$N_{Rd}(\text{KN})$	$N_{sd}/N_{Rd}$	observation
<b>Contreventemen t vertical</b>	traction	G+Q+1,2E	294,39	303,83	0,96	Verifié
	Compression	G+Q+1,2E	-233,94	-301,45	0,77	Vérifié
<b>Contreventemen t horizontal</b>	traction	G+1.5W 1D	159,31	213,88	0,74	Vérifié
	Compression	G+1.5W 1D	-65,54	-93,45	0,70	Vérifié

**Tableau VIII.1 :** Vérification des éléments de contreventement.

On remarque que les contreventements sont vérifiés.

**VIII.4 Vérification des poteaux :****a) Vérification des poteaux HEA500 :****1- Les sollicitations :**

Les poteaux ont une hauteur de 12m, les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables sont donnés dans le tableau suivant :

combinaison	h	N(kn)	M <sub>y</sub> (kn.m)	M <sub>z</sub> (kn.m)	V <sub>y</sub> (kn)	V <sub>z</sub> (kn)
G+1.5W2D	10	165	198,66	56,05	13,67	89,56
1,35G+1.5Q	10	-323,327	-200,486	30,664	-0,287	-28,524
1,35(G+Q+S)	10	-287,65	62.64	-7,314	12,87	28,161

**Tableau VIII.3 :** Les sollicitations dans les poteaux HEA500.

Vérification du poteau le plus sollicité sous la combinaison 1,35G+1,5Q:

**2) Vérification à la résistance :**

Les poteaux sont sollicités à la flexion plus effort de compression.

**2-1) Vérification à l'effort tranchant :****➤ Suivant Z-Z :**

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot 0,58 f_y / m_0$$

$$V_{plz} = 1018,16 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 28,524 \text{ KN} < V_{plz} = 1018,16 \text{ KN} \text{ vérifié}$$

$$V_{sdz} = 28,52 \text{ KN} < 0,5 V_{plz} = 509,08 \text{ donc le moment résistant ne sera pas réduit}$$

**➤ Suivant Y-Y :**

$$V_{pdy} = A_{vy} \cdot 0,58 \cdot f_y / m_0$$

$$V_{pdy} = (142,7 \times 0,58 \times 23,5) / 1 = 1944,99 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 12,87 \text{ KN} < V_{pdy} = 1944,99 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

$$V_{sdy} = 12,87 \text{ KN} < 0,5 V_{plz} = 972,49 \text{ KN} \text{ donc le moment résistant ne sera pas réduit}$$

**2-2) Vérification à l'effort normal**

$$N < \min \{ 0,5 A_w \cdot f_y, 0,25 \cdot N_{pl} \}$$

$$0,5 A_w \cdot f_y = 0,5 \cdot 63,7 \cdot 23,5 = 748,47 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl} = 0,25 \cdot 198,78 \cdot 23,5 = 1167,82 \text{ KN}$$

$$N^{\max} = 748,47 \text{ KN}$$

$N_{sd}=287,65\text{KN}<748,47\text{KN}$  donc le moment résistant ne sera pas réduit

**2-3) Vérification aux instabilités :**

**a) vérification au flambement :**

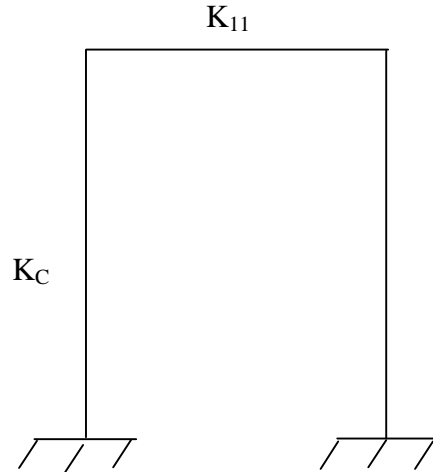
➤ **Suivant y-y :**

$$\left\{ \begin{aligned} K_{11} &= \frac{I_y}{L} = \frac{8356,1}{600} = 13,92\text{cm}^3 \\ K_C &= \frac{I_y}{h} = \frac{86974,5}{1000} = 86,97\text{cm}^3 \end{aligned} \right.$$

$$1 = \frac{K_C}{K_C + K_{11}} = \frac{86,97}{86,97 + 13,92} = 0,869$$

$$2 = 1 \quad (\text{articulé EC3})$$

$$\frac{L_{ky}}{L_0} = \frac{1 + 0,145 \eta_1 + \eta_2 - 0,265(\eta_1 \cdot \eta_2)^{0,5}}{2 - 0,364 \eta_1 + \eta_2 - 0,247(\eta_1 \cdot \eta_2)^{0,5}}$$



$$\Rightarrow L_{ky} = 9,418\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{941,8}{20,98} = 44,89$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \right] [S_w]^{0,5} = 44,89 / 93,9 = 0,47 \Rightarrow \text{courbe } b_{\chi_y} = 0,553$$

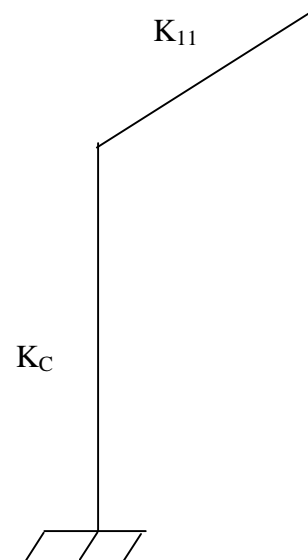
➤ **Suivant Z-Z :**

$$\left\{ \begin{aligned} K_{11} &= \frac{I_z}{L} = \frac{92083,5}{317} = 290,48\text{cm}^3 \\ K_C &= \frac{I_z}{h} = \frac{10365,6}{1000} = 10,36\text{cm}^3 \end{aligned} \right.$$

$$1 = \frac{K_C}{K_C + K_{11}} = \frac{10,36}{10,36 + 290,48} = 0,034$$

$$2 = 1 \quad (\text{EC3})$$

$$\frac{L_{kz}}{L_0} = \frac{1 + 0,145 \eta_1 + \eta_2 - 0,265(\eta_1 \cdot \eta_2)^{0,5}}{2 - 0,364 \eta_1 + \eta_2 - 0,247(\eta_1 \cdot \eta_2)^{0,5}}$$



$$\Rightarrow L_{kz} = 1,112\text{m}$$

$$j_z = \frac{L_{KZ}}{i_z} = \frac{111,2}{7,24} = 20,363$$

$$\bar{j}_z = \left[ \frac{j_z}{j_{cr}} \right] [S_w]^{0,5} = 15,35 / 93,9 = 0,217 \Rightarrow \text{courbe } c\chi_z=0,991$$

min = min ( j<sub>y</sub>, j<sub>z</sub> ) = 0.539 donc il y a lieu de tenir compte de flambement

**Calcul des coefficients réducteurs**

➤ **Suivant yy**

**Calcul de k<sub>y</sub>**

$$K_y = 1 - (\mu_y \cdot N_{sd}) / \chi_y \cdot A \cdot f_y$$

$$\tilde{\mu}_y = \bar{j}_y (2S_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right]$$

= 0 (Tableau F.11 annexe F EC03)

$$M_y = 1.8 - 0.7 = 1,8$$

$$\tilde{\mu}_y = 0.31(2 \cdot 1,8 - 4) + ((5350,4 - 4786,7) / 4786,7) \Rightarrow \mu_y = -1,24$$

$$K_y = 1 - (-1,24 \cdot 355,68 \cdot 10^{-3}) / 0,96 \cdot 226,5 \cdot 10^{-4} \cdot 235 = 0,28$$

$$K_y = 0,28$$

➤ **Suivant zz**

**Calcul de k<sub>y</sub>**

$$K_z = 1 - (\mu_z \cdot N_{sd}) / \chi_z \cdot A \cdot f_y$$

$$\tilde{\mu}_z = \bar{j}_y (2S_{Mz} - 4) + \left[ \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right]$$

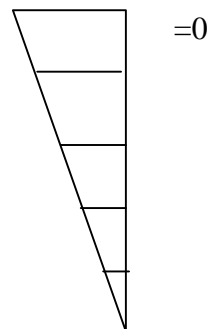
= 0 (Tableau F.11 annexe F EC03)

$$M_z = 1.8 = 1.8$$

$$\tilde{\mu}_z = 0.31(2 \cdot 1,8 - 4) + ((1155,7 - 731,5) / 731,5) \Rightarrow \mu_z = -0.78$$

$$K_z = 1 - ((-0,78 \cdot 355,68 \cdot 10^{-3}) / 0,631 \cdot 226,5 \cdot 10^{-4} \cdot 235)$$

$$k_z = 0.38$$



**Conditions de résistance**

$$\frac{N_{sd}}{t_{\min} \frac{N_{pl}}{\chi_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply} / \chi_{m1}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plz} / \chi_{m1}} \leq 1$$

$$\frac{355,68 \times 10^{-3} \times 1.1}{0.631 \times 226,5 \times 10^{-4} \times 235} + \frac{0.28 \times 62.64 \times 10^{-3} \times 1.1}{125,73} + \frac{0.38 \times 7,314 \times 10^{-3} \times 1.1}{27,15} = 0.116 \leq 1$$

Donc la condition est vérifiée.

**b) Vérification au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(KL)^2} \frac{K}{K_w} \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}^{0,5}$$

Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

K et K<sub>w</sub> : les facteurs de longueur effective ;

$$L=10m \quad C_1=2,092 \quad C_3=1,473 \quad K=0,7 \quad K_w=0,7 \quad I_w=1,59 \cdot 10^{-5} \quad I_t=397,81cm^4$$

$$M_{cr} = 2,092 \frac{\pi^2 2,1 \times 10^5 \times 11,267 \times 10^{-5}}{(0,7 \times 8)^2} \frac{0,7}{0,7} \frac{1,56}{11,267} + \frac{(0,7 \times 8)^2 \times 397,81 \cdot 10^{-8}}{\pi^2 2,1 \times 10^5 \times 11,267 \times 10^{-5}}^{0,5}$$

M<sub>cr</sub>=15,644MN.m=15644,18KN.m

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{S_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad S_w=1 \quad \text{section de classe 1}$$

$\bar{\lambda}_{lt} = 0.13 < 0.4 \Rightarrow$  Pas de risque de déversement

**VIII.5 Les traverses IPE600 :**

L=24 m

M<sup>max</sup>=394,65KN.m      V<sup>max</sup>=65,16KN

**a) vérification à l'effort tranchant :**

V<sub>plz</sub>=A<sub>vz</sub>.0,58f<sub>y</sub>/ m<sub>0</sub>

V<sub>PLZ</sub>=1038,35KN

V<sub>Sdz</sub>=65,16KN < V<sub>plz</sub>=1038,35KN vérifié

V<sub>sdz</sub>=65,16KN < 0,5V<sub>plz</sub>=519,17KN donc le moment résistant ne sera pas réduit

**b) Vérification au moment :**

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y = 825,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 825,41 \text{ KN.M}$$

$$M_{sd} = 394,65 \text{ KN} < M_{ply} = 825,41 \text{ KN} \text{ vérifié}$$

**c) vérification au déversement :**

$$M_{cr} = 44786,93 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{S_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad S_w = 1 \quad \text{section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,12 < 0,4 \Rightarrow \text{Pas de risque de déversement}$$

Donc on la poutre principale en **IPE600 et vérifié**

**VIII.6 Les pannes de la toiture IPE200 :**

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

$$M^{\max} = -23,85 \text{ KN.m} \quad V^{\max} = 18,95 \text{ KN}$$

**a) vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot 0,58 f_y / m_0$$

$$V_{PLZ} = 173,47 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 18,95 \text{ KN} < V_{plz} = 173,47 \text{ KN} \text{ vérifié}$$

$$V_{sdz} = 18,95 \text{ KN} < 0,5 V_{plz} = 86,73 \text{ KN} \quad \text{donc le moment résistant ne sera pas réduit}$$

**b) Vérification au moment :**

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y = 51,841 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 51,841 \text{ KN.M}$$

$$M_{sd} = 23,85 \text{ KN} < M_{ply} = 51,841 \text{ KN} \text{ vérifié}$$

**c) vérification au déversement :**

$$M_{cr} = 341,89 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{S_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad S_w = 1 \quad \text{section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,38 < 0,4 \Rightarrow \text{Pas de risque de déversement}$$

**VIII.7 Conclusion :**

Donc tous profilés choisis pour assurer la résistance et la stabilité de la structure sont admis. Les profilés adoptés pour tous les éléments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Profilés adoptés		
pannes	la toiture	IPE 200
traverses		IPE600
Diagonales de la poutre au vent		2L(80.80.8)
Contreventement vertical		2L(150X150X15)
Potelets		IPE300
POTEAUX		HEA500
Lisses de pardage		UPN160

***Chapitre IX :***  
***Calcul des assemblages***



## 1) INTRODUCTION

En construction métallique, où les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est importante.

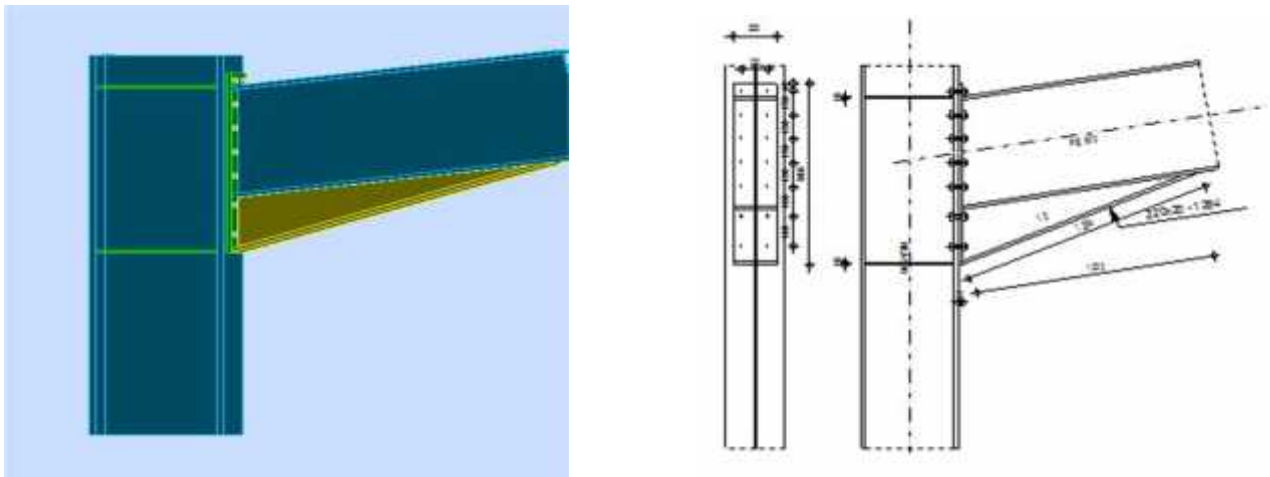
L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux correspondre aux types de liaisons voulus. (encastrement, articulation).
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage.
- La méthode utilisée pour le calcul de ces assemblages est donnée par l'eurocode 3.

### 2) Assemblage poteau- traverse :

#### 2-1) Disposition des boulons :

- l'assemblage poteau - traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.



**Figure 1** : assemblage poteau traverse par une platine.

#### La disposition constructive des boulons :

On choisit des boulons M 18 de diamètre  $\varnothing 20$  de classe 10.9

Nombre de boulons = 14

Nombre de files :  $n = 2$

Section nominale du boulon :  $A = 314 \text{ mm}^2$

Section résistante de la partie fileté :  $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Poteau : HEA500

Traverse : IPE600

On choisira 7 rangées de boulons.

L'assemblage sollicité un moment  $M_u$  dû à la combinaison (G+1,5WD2)

Et un effort tranchant  $V$ .

❖ **L'E L U :**

$$M_u = 198,41 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 150 \text{ KN.}$$

❖ **L'E L S :**

$$M_s = 103,383 \text{ KN.m.}$$

$$V_s = 133,588 \text{ KN.}$$

**Condition de résistance des boulons :**

**Disposition des boulons :**

➤ **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :  $d_0 = 22 \text{ mm}$  (tableau 6.1 Eurocode 3).

$$P_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 100 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 130 \text{ mm}$

➤ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1,5d_0$$

$$e_1 \geq 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 60 \text{ mm.}$

➤ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1,5d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend :  $e_2 = 35 \text{ mm.}$

On prend :  $e_2 = 35 \text{ mm.}$

**VII.2.2 Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 600 \text{ mm}$$

$$d_2 = 500 \text{ mm}$$

$$d_3 = 400 \text{ mm.}$$

$$\sum di^2 = (600)^2 + (500)^2 + (400)^2 = 0,7m^2$$

$$N_i = \frac{Msd \times di}{\sum di^2}$$

❖ L'ELU :

$$N_1 = \frac{Mu \times d1}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{198,41 \times 0,60}{0,70} = 170,06KN$$

❖ L'ELS:

$$N_1 = \frac{Ms \times d1}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{103,383 \times 0,60}{0,70} = 88,614KN$$

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut

$$V_{sd} = \frac{V}{n \cdot P} \quad \begin{array}{l} n: \text{nombre de boulon} \\ p: \text{nombre de plan de cisaillement.} \end{array}$$

$$\text{L'ELU : } V_{sd} = \frac{150}{14 \times 1} = 10,71KN$$

$$\text{L'ELS : } V_{sd} = \frac{133,588}{14 \times 1} = 9,542KN$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement traction est donnée comme suit :

$$V_R = \frac{K_S \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8 \cdot F_{tsd})}{\gamma_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F<sub>p</sub>: effort de précontrainte

❖ L'ELU

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{170,06}{2} = 85,03KN$$

❖ L'ELS

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{88,61}{2} = 44,305 KN$$

f<sub>ub</sub>: résistance ultime du boulon.

$A_s$ : section résistante de la partie filetée.

boulon de classe 10.9 (Haute adhérence)  $\Rightarrow f_{ub}=1000\text{MPa}$

$\chi_{ms}$  : Coefficient de sécurité  $\begin{cases} \chi_{ms} = 1,25 \rightarrow ELU \\ \chi_{ms} = 1 \rightarrow ELS \end{cases}$

$K_s$ : facteur de forme  $\Rightarrow$  trous nominaux  $K_s=1$

$n$ : nombre de plan de contact  $n=1$

$\mu$ : coefficient de frottement  $\Rightarrow \mu=0,3$  surface brossée

**2-2) Vérification à l'assemblage trop long :**

La longueur de l'assemblage est :  $L=600-2 \times 60=480\text{mm}$

$15 \times d=15 \times 20=300\text{mm}$

$L > 15 \times d \Rightarrow$  l'assemblage est trop long.

D'où l'effort résistant  $V_R$  sera réduit d'un coefficient :

$$\beta = 1 - \left( \frac{L-15.d}{200.d} \right) = 1 - \left( \frac{480-300}{200 \times 20} \right) = 0,955$$

$$V_R = \frac{0,955 \times 1 \times 0,3 \times [(0,7 \times 2,45 \times 10^{-4} \times 1000 \times 10^3) - 0,8 \times 85,03]}{1,25} = 26,332 \text{ KN}$$

$V_{sd}=15,057\text{KN} < V_R = 26,332 \text{ KN}$  vérifié

❖ **L'ELS**

$$V_R = \frac{0,955 \times 1 \times 0,3 \times [(0,7 \times 2,45 \times 10^{-4} \times 1000 \times 10^3) - 0,8 \times 44,305]}{1,1} = 29,72\text{KN}$$

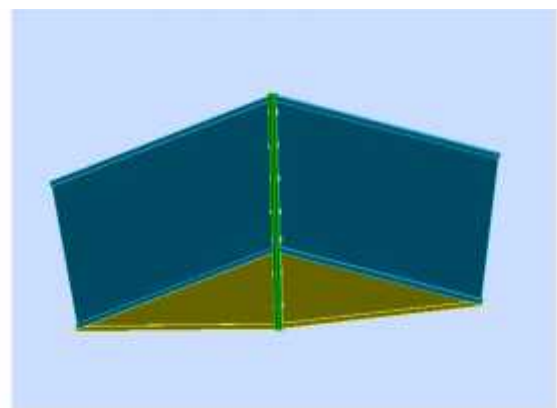
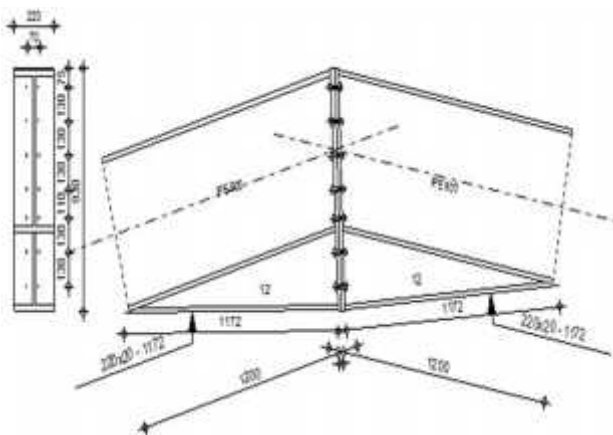
$V_{sd}=10,71\text{KN} < V_R = 29,72 \text{ KN}$  vérifié

**Conclusion :**

L'assemblage calculé est satisfait.

**3 Assemblage traverse – traverse :**

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée, il est sollicité par des efforts de combinaison la plus défavorable.



**Figure 2** assemblage traverse-traverse par une platine.

### 3.1 Choix des diamètres des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on a choisi des boulons de diamètre M22 de haute résistance et de classe 10.9

**Effort de calcul :** L'assemblage sollicité un moment  $M_U$  dû à la combinaison 1,35(G+S+Q) et un effort tranchant  $V$ .

❖ **E.L.U :**

$$M_U = 197,76 \text{ KN.m.}$$

$$V_U = 35,77 \text{ KN.}$$

❖ **E.L.S :**

$$M_s = 22,109 \text{ KN.m.}$$

$$V_s = 20,65 \text{ KN.}$$

### Disposition des boulons :

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

➤ **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :  $d_0 = 24 \text{ mm}$  (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 3 \times 24 = 72 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 100 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 24 = 72 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 100 \text{ mm}$

➤ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1,5d_0$$

$$e_1 \geq 1,5 \times 24 = 36 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 50 \text{ mm.}$

➤ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1,5d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \times 24 = 36 \text{ mm}$$

On prend :  $e_2 = 45 \text{ mm.}$

$$d_1 = 700 \text{ mm} \quad d_2 = 600 \text{ mm} \quad d_3 = 500 \text{ mm.}$$

$$\sum di^2 = (700)^2 + (600)^2 + (500)^2 = 1,10 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{Msd \times di}{\sum di^2}$$

❖ **L'ELU :**

$$N_1 = \frac{Mu \times d1}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{197,76 \times 0,60}{1,1} = 107,86 \text{ KN}$$

❖ **L'ELS :**

$$N_1 = \frac{Ms \times d1}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{22,109 \times 0,60}{1,1} = 12,059 \text{ KN}$$

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut

$$V_{sd} = \frac{V}{n \cdot P} \quad \begin{array}{l} n: \text{ nombre de boulon} \\ p: \text{ nombre de plan de cisaillement.} \end{array}$$

$$\text{L'ELU : } V_{sd} = \frac{35,77}{14 \times 1} = 2,55 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } V_{sd} = \frac{20,65}{14 \times 1} = 1,47 \text{ KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement traction est donnée comme suit :

$$V_R = \frac{K_S \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8 \cdot F_{tsd})}{\chi_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$F_p$ : effort de précontrainte

❖ **L'ELU**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{107,86}{2} = 53,93 \text{ KN}$$

❖ **L'ELS**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{12,059}{2} = 6,029 \text{ KN}$$

$f_{ub}$ : résistance ultime du boulon.

$A_s$ : section résistante de la partie filetée.

Boulons de classe 10.9 (Haute adhérence)  $\Rightarrow f_{ub}=1000\text{MPa}$

$\chi_{ms}$  : Coefficient de sécurité  $\begin{cases} \chi_{ms} = 1,25 \rightarrow ELU \\ \chi_{ms} = 1 \rightarrow ELS \end{cases}$

$K_s$ : facteur de forme  $\Rightarrow$  trous nominaux  $K_s=1$

$n$ : nombre de plan de contact  $n=1$

$\mu$ : coefficient de frottement  $\Rightarrow \mu=0,3$  surface brossée

### 2-2) Vérification à l'assemblage trop long :

La longueur de l'assemblage est :  $L=600-2 \times 60=480\text{mm}$

$15 \times d=15 \times 22=330\text{mm}$

$L > 15 \times d \Rightarrow$  l'assemblage est trop long.

D'où l'effort résistant  $V_R$  sera réduit d'un coefficient :

$$\beta = 1 - \frac{L-15.d}{200.d} = 1 - \frac{480-330}{200.22} = 0,965$$

$$V_{R=0,965 \times 1 \times 0,3 \times \left[ \frac{0,7 \times 1,15 \times 10^{-4} \times 1000 \times 10^3 - 0,8 \times 53,03}{1,25} \right]} = 13,522 \text{ KN}$$

$V_{sd}=0,93\text{KN} < V_R = 9,76 \text{ KN}$  vérifié

#### ❖ L'ELS

$$V_{R=0,965 \times 1 \times 0,3 \times \left[ \frac{0,7 \times 1,15 \times 10^{-4} \times 1000 \times 10^3 - 0,8 \times 6,029}{1,1} \right]} = 15,88\text{KN}$$

$V_{sd}=2,55\text{KN} < V_R = 15,88 \text{ KN}$  vérifié

### Conclusion :

L'assemblage calculé est satisfait.

**3 Assemblage des éléments de contreventements :**  
**3-2. Assemblage des contreventements verticaux :**

$N^{\max}=120\text{KN}$

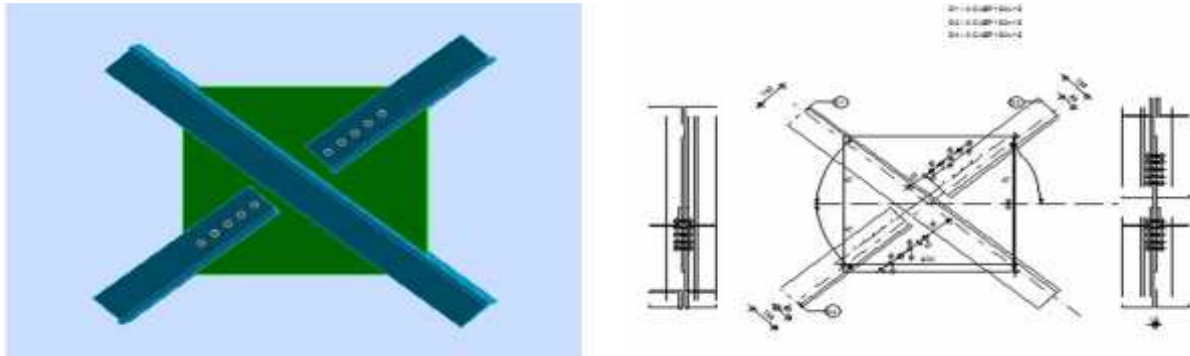


Figure 5 : Détail d'assemblage des supports

**a) Assemblage gousset- poteau**

**a-1) Pré dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

On a  $N=120\text{ KN}$                        $N < 200\text{ (KN)}$

Donc on prend  $e=8\text{ mm}$

**a-2) Pré dimensionnement de la gorge :**

$$\left. \begin{array}{l} 3\text{mm} \leq a \leq 0,5t \\ 3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 8\text{mm} \end{array} \right\} \rightarrow a = 4\text{mm}$$

La longueur de la soudure

$$L \geq \frac{N/2 \times \gamma_{ms} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u}$$

$$L \geq \frac{120/2 \times 1,25 \times 0,8 \times \sqrt{3}}{0,4 \times 36} = 3,516\text{cm}$$

$L=10\text{cm}$



**b-1) Dimensionnement de la gorge :**

$$\begin{aligned} 3\text{mm} &\leq a \leq 0,5t \\ 3\text{mm} &\leq a \leq 0,5 \times 8\text{mm} \rightarrow a = 4\text{mm} \end{aligned}$$

**b-2) Vérification de L :**

L : périmètre

$$L \geq \frac{N}{2} \times \gamma_{ms} \times \beta_w \times \sqrt{3}$$

$$L \geq \frac{120}{2} \times 1,25 \times 0,8 \times \sqrt{3} = 3,516\text{cm}$$

$$L = f d = 49,92\text{cm} \quad 3,516\text{cm} \quad \text{Vérfifié}$$

**b) Assemblage gousset- gousset :**

Pour ce type d'assemblage on choisit des boulons ordinaires qu'on doit les vérifiés au cisaillement, pression diamétrale et poinçonnement.

On utilise des boulons de classe 10,9 et on fixe le nombre de boulon à 10 boulons.

**d-1) Distribution de l'effort 'F' sur les boulons :**

$$F_{v\text{sd}} = \frac{120}{10} = 12\text{KN}$$

**d-2) Dimensionnement des boulons :**

$$F_{v\text{sd}} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad F_{v\text{sd}} \quad F_{v\text{rd}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \cdot F_{v\text{sd}}}{0,5 \cdot F_{ub}} = \frac{1,25 \times 12}{0,5 \times 80} = 0,304\text{cm}^2$$

On choisit des boulons de type M14 de section  $A_s=1,15\text{cm}^2$

**d-3) Disposition géométrique :**

$$F_{b\text{rd}} = 2,5 \times r \times f_u \times \frac{d \times t}{\chi_{mb}}$$

$$r = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{fub}{fu}; 1 \right)$$

$$e_1 \geq 3d_0 \Rightarrow e_1 \geq 3 \times 1,3 = 3,9 \text{ cm} \quad \rightarrow \epsilon_1 = 4 \text{ cm}$$

$$P_1 \geq 1,25(3; 1,3) \rightarrow P_1 = 4,87 \text{ cm} \quad \rightarrow P_1 = 5 \text{ cm}$$

**d-4) Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs :**

$$l = (n-1) P_1 = (3-1) \cdot 5 = 10 \text{ cm}$$

$$l \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 1,2 = 18 \text{ cm}$$

$$l = 10 \text{ cm} \leq 15 \cdot d = 18 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

Donc l'assemblage n'est pas trop long

**d-5 Vérifier à la pression diamétrale :**

$$F_b \leq F_{brd}$$

$$F_b = F/10 = 120/10 = 12 \text{ KN}$$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \quad \alpha = 1$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 1 \times 1,2 \times 1 \cdot \frac{34}{1,25} = 82,92 \text{ KN}$$

$$F_b = 12 \text{ KN} < F_{brd} = 82,93 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

Donc pas de risque rupture par pression diamétrale

**d-5 Vérification du poinçonnement lors de serrage:**

$$F_b \leq F_{brd}$$

$$F_b = F/10 = 120/10 = 12 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,5 \cdot A_s \cdot f_u$$

$$F_p = 0,5 \times 1,15 \times 80 = 47,04 \text{ KN}$$

$$\beta_{brd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\beta_{brd} = 0,6 \cdot \pi \times 2,5 \times 1 \times \frac{34}{1,25} = 105,05 \text{ KN}$$

$$F_p = 47,04 \text{ KN} < \beta_{brd} = 105,05 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

Donc pas de risque de poinçonnement lors de serrage.



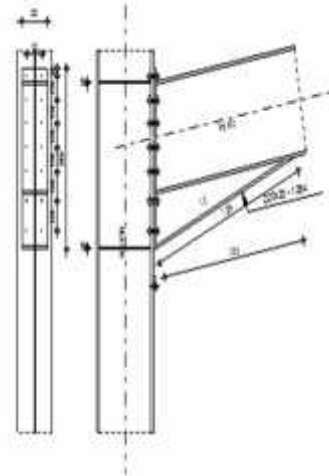
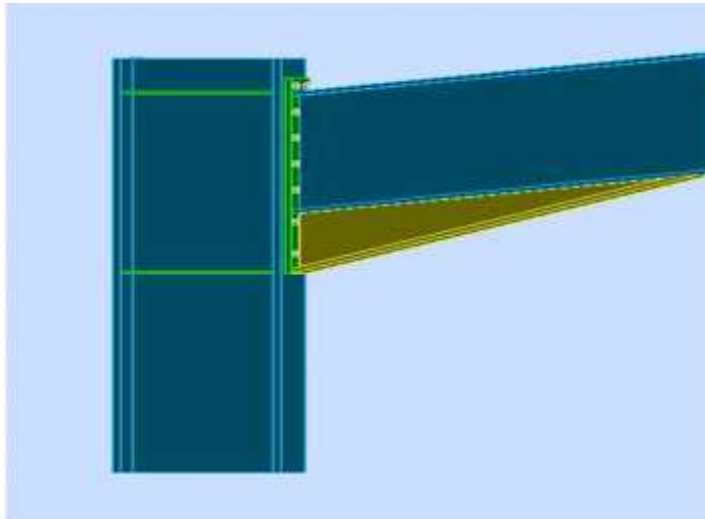
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

### Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio  
**0.36**



## Général

8

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

## Géométrie

### Poteau

Profilé : HEA 500  
 $\alpha = -90.0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 490$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 23$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 197.538$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 86974.800$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau : ACIER E24  
 $f_{yc} = 235.00$  [MPa] Résistance

### Poutre

Profilé : IPE 600  
 $\alpha = 9.5$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 600$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 220$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 24$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 24$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 155.984$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$\alpha = 9.5$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $I_{xb} = 92083.400$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau : ACIER E24  
 $f_{yb} = 235.00$  [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  
 $F_{tRd} = 165.89$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 7$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 40$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 60$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 130;130;130;130;160;160$  [mm]

### Platine

$h_p = 980$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 220$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau : ACIER E24  
 $f_{yp} = 235.00$  [MPa] Résistance

### Jarret inférieur

$w_d = 220$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 20$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 300$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 1200$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha = 22.8$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau : ACIER E24  
 $f_{ybu} = 235.00$  [MPa] Résistance

### Raidisseur poteau

#### Supérieur

$h_{su} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau : ACIER E24  
 $f_{ysu} = 235.00$  [MPa] Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau : ACIER E24  
 $f_{ysu} = 235.00$  [MPa] Résistance

### Soudures d'angle

$a_w = 5$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 8$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 5$  [mm] Soudure du raidisseur  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M1} = 1.00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1.25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### Efforts

#### Etat limite : ultime

Cas :	Calculs manuels		
$M_{b1,Ed} =$	198.41 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	
$V_{b1,Ed} =$	150.00 [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite	

### Résultats

#### Résistances de la poutre

##### CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	113.784 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} =$	1543.79 [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0.10 < 1.00	vérifié	(0.10)

##### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	3512.620 [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd} =$	825.47 [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

##### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	5432.256 [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{cb,Rd} =$	1276.58 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

##### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	1276.58 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	888 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} =$	1437.92 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

##### AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$\beta =$	9.5 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	22.8 [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	324 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	83.784 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0.88	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	55.38 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1.00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1} =$	3233.52 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{wb} =$	514 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1.06	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0.76	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd2} =$	2473.29 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$			
$F_{c,wb,Rd3} =$	1292.50 [kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]

Résistance finale :

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$			
$F_{c,wb,Rd,low} =$	1292.50 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

## Résistances du poteau

### PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 198.41$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0.00$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 0.00$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0.00$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 862$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 230.06$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 74.71 / 8$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 74.71 / 8$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 830$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 9.32$	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1.76$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1.76$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 ( A_{vs} * f_{y,wc} ) / ( \sqrt{3} \gamma_{M0} ) + \text{Min}( 4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , ( 2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd} ) / d_s )$			
$V_{wp,Rd} = 939.09$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0.24 < 1.00$	<b>vérifié</b>	(0.24)

### ÂME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$t_{wc} = 12$	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 334$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 74.718$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0.85$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 0.00$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1.00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 28.800$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 1480.87$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{wc} = 390$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0.94$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0.84$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 4.41$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1.00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 1351.16$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale :

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}( F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2} )$			
$F_{c,wc,Rd} = 1351.16$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

## Paramètres géométriques de l'assemblage

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	37	-	85	-	79	235	347	235	347	197	259	197	259
2	37	-	85	-	130	235	257	235	257	247	194	194	194
3	37	-	85	-	130	235	256	235	256	260	130	130	130
4	37	-	85	-	130	235	256	235	256	260	130	130	130
5	37	-	85	-	145	235	256	235	256	290	145	145	145
6	37	-	85	-	160	235	256	235	256	320	160	160	160
7	37	-	85	-	160	235	258	235	258	277	211	211	211

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	53	21	45	40	79	132	110	110	110	-	-	-	-
2	53	-	45	-	130	335	279	279	279	298	209	209	209
3	53	-	45	-	130	335	270	270	270	260	130	130	130
4	53	-	45	-	130	335	270	270	270	260	130	130	130
5	53	-	45	-	145	335	270	270	270	290	145	145	145
6	53	-	45	-	160	335	270	270	270	320	160	160	160
7	53	-	45	-	160	335	270	270	270	328	215	215	215

- m – Distance du boulon de l'âme
- m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

**Résistance de l'assemblage à la flexion**

F<sub>t,Rd</sub> = 165 . 89 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]  
 B<sub>p,Rd</sub> = 297 . 22 [kN] Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement [Tableau 3.4]

- F<sub>t,fc,Rd</sub> – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- F<sub>t,wc,Rd</sub> – résistance de l'âme du poteau à la traction
- F<sub>t,ep,Rd</sub> – résistance de la platine fléchie à la flexion
- F<sub>t,wb,Rd</sub> – résistance de l'âme à la traction

F<sub>t,fc,Rd</sub> = Min (F<sub>T,1,fc,Rd</sub> , F<sub>T,2,fc,Rd</sub> , F<sub>T,3,fc,Rd</sub>) [6.2.6.4] , [Tab.6.2]  
 F<sub>t,wc,Rd</sub> = ω b<sub>eff,t,wc</sub> t<sub>wc</sub> f<sub>yc</sub> / γ<sub>M0</sub> [6.2.6.3.(1)]  
 F<sub>t,ep,Rd</sub> = Min (F<sub>T,1,ep,Rd</sub> , F<sub>T,2,ep,Rd</sub> , F<sub>T,3,ep,Rd</sub>) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]  
 F<sub>t,wb,Rd</sub> = b<sub>eff,t,wb</sub> t<sub>wb</sub> f<sub>yb</sub> / γ<sub>M0</sub> [6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

F <sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t1,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>t1,Rd</sub> = Min (F <sub>t1,Rd,comp</sub> )	294 . 00	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(1)</sub> = 331.78	331 . 78	Aile du poteau - traction
F <sub>t,wc,Rd(1)</sub> = 608.71	608 . 71	Ame du poteau - traction
F <sub>t,ep,Rd(1)</sub> = 294.00	294 . 00	Platine d'about - traction
B <sub>p,Rd</sub> = 594.44	594 . 44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V <sub>wp,Rd</sub> /β = 939.09	939 . 09	Panneau d'âme - compression
F <sub>c,wc,Rd</sub> = 1351.16	1351 . 16	Ame du poteau - compression
F <sub>c,fb,Rd</sub> = 1437.92	1437 . 92	Aile de la poutre - compression
F <sub>c,wb,Rd</sub> = 1292.50	1292 . 50	Ame de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

F <sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t2,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>t2,Rd</sub> = Min (F <sub>t2,Rd,comp</sub> )	285 . 00	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(2)</sub> = 331.78	331 . 78	Aile du poteau - traction
F <sub>t,wc,Rd(2)</sub> = 608.71	608 . 71	Ame du poteau - traction
F <sub>t,ep,Rd(2)</sub> = 285.00	285 . 00	Platine d'about - traction
F <sub>t,wb,Rd(2)</sub> = 785.88	785 . 88	Ame de la poutre - traction
B <sub>p,Rd</sub> = 594.44	594 . 44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V <sub>wp,Rd</sub> /β - ∑ <sub>1</sub> <sup>1</sup> F <sub>ii,Rd</sub> = 939.09 - 294.00	645 . 09	Panneau d'âme - compression
F <sub>c,wc,Rd</sub> - ∑ <sub>1</sub> <sup>1</sup> F <sub>ij,Rd</sub> = 1351.16 - 294.00	1057 . 16	Ame du poteau - compression

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1437.92 - 294.00$	1143.92	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 294.00$	998.50	Ame de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	180.58	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 331.78$	331.78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 608.71$	608.71	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 280.67$	280.67	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 760.34$	760.34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594.44$	594.44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 939.09 - 579.01$	360.09	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1351.16 - 579.01$	772.16	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1437.92 - 579.01$	858.92	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 579.01$	713.49	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 606.89 - 285.00$	321.89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 786.04 - 285.00$	501.03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 606.89 - 285.00$	321.89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 786.04 - 285.00$	501.03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 465.58 - 285.00$	180.58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 955.61 - 285.00$	670.61	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 465.58 - 285.00$	180.58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 955.61 - 285.00$	670.61	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	179.51	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 331.78$	331.78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 608.71$	608.71	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 280.67$	280.67	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 760.34$	760.34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594.44$	594.44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 939.09 - 759.59$	179.51	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1351.16 - 759.59$	591.58	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1437.92 - 759.59$	678.34	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 759.59$	532.91	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 558.50 - 180.58$	377.92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 662.00 - 180.58$	481.42	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 886.14 - 465.58$	420.56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 984.68 - 465.58$	519.09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 886.14 - 465.58$	420.56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 984.68 - 465.58$	519.09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 427.89 - 180.58$	247.31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 733.20 - 180.58$	552.62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 679.53 - 465.58$	213.94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1322.21 - 465.58$	856.63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 679.53 - 465.58$	213.94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1322.21 - 465.58$	856.63	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0.00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 331.78$	331.78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 608.71$	608.71	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 280.67$	280.67	Platine d'about - traction



<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd(5)} = 760.34$	760.34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594.44$	594.44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 939.09 - 939.09$	0.00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1351.16 - 939.09$	412.07	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1437.92 - 939.09$	498.83	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1292.50 - 939.09$	353.41	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 569.82 - 179.51$	390.31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 692.64 - 179.51$	513.13	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 849.07 - 360.09$	488.99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 917.36 - 360.09$	557.27	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1176.71 - 645.09$	531.62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1138.16 - 645.09$	493.07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1176.71 - 645.09$	531.62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1138.16 - 645.09$	493.07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 435.06 - 179.51$	255.55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 775.50 - 179.51$	595.99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 649.00 - 360.09$	288.91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 1142.10 - 360.09$	782.01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 900.64 - 645.09$	255.55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1731.11 - 645.09$	1086.03	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 900.64 - 645.09$	255.55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1731.11 - 645.09$	1086.03	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

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>
1	927	294.00	331.78	608.71	294.00	-	331.78	594.44
2	797	285.00	331.78	608.71	285.00	785.88	331.78	594.44
3	667	180.58	331.78	608.71	280.67	760.34	331.78	594.44
4	537	179.51	331.78	608.71	280.67	760.34	331.78	594.44
5	407	-	331.78	608.71	280.67	760.34	331.78	594.44
6	247	-	331.78	608.71	280.67	760.34	331.78	594.44
7	87	-	331.78	608.71	280.67	760.34	331.78	594.44

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 716.93$  [kN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$  0.28 < 1.00 **vérifié** (0.28)

**Résistance de l'assemblage au cisaillement**

$\alpha_v = 0.60$  Coefficient pour le calcul de F<sub>v,Rd</sub> [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0.84$  Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 32.58$  [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 165.89$  [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 262.80$  [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 175.20$  [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	331.78	0.00	294.00	81.37	81.37	53.74
2	331.78	0.00	285.00	78.87	78.87	54.09
3	331.78	0.00	180.58	49.98	49.98	58.15
4	331.78	0.00	179.51	49.68	49.68	58.19
5	331.78	0.00	331.78	0.00	0.00	65.16
6	331.78	0.00	331.78	0.00	0.00	65.16
7	331.78	0.00	331.78	0.00	0.00	65.16

- $F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
- $F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
- $F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- $F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 419.64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.36 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.36)$$

### Résistance des soudures

$$A_w = 154.351 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 80.640 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 73.711 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 149566.774 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 42.16 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -41.38 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 20.35 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0.80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 84.31 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.23)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 89.96 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.25)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 42.16 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.16)$$

### Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 13 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 18 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 67 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

#### RIGIDITES DES RANGÉES DE BOULONS

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	55.784	3897.397
1	927	4	41	86	2	17.801	1650.895
2	797	4	41	10	2	12.982	1035.182
3	667	2	27	6	1	8.120	541.932
4	537	2	27	6	1	6.538	351.379
5	407	3	30	7	1	5.366	218.605
6	247	3	33	8	1	3.493	86.414
7	87	4	44	10	2	1.486	12.991

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 699 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 8 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 74.718 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1.00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 699 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 276063.39 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$\mu = 1.00$  Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]  
 $S_j = S_{j,ini} / \mu$  [6.3.1.(4)]  
 $S_j = 276063.39$  [kN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

$S_{j,rig} = 128916.76$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]  
 $S_{j,pin} = 8057.30$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

**Composant le plus faible :**

BOULONS EN CISAILLEMENT

**Remarques**

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 10 [mm] < 12 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0.36
--	-------	------



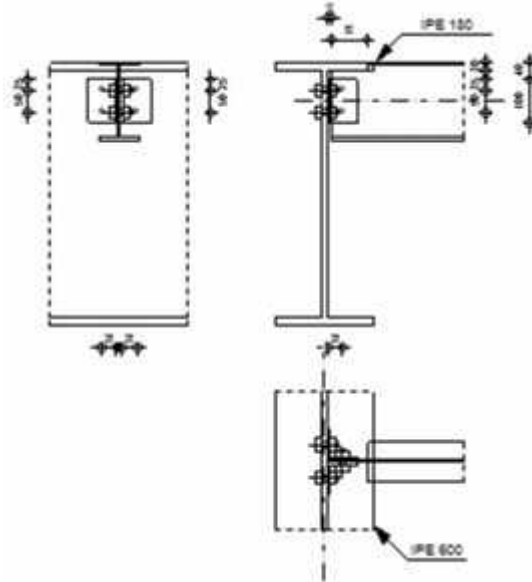
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

## Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio  
0.61



### V.1 Général

Assemblage N° : 7  
Nom de l'assemblage : Poutre-solive

### V.2 Géométrie

#### 1.1 Poutre principale

Profilé : IPE 600

$\alpha = -90.0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_g = 600$  [mm] Hauteur de la section poutre principale  
 $b_{fg} = 220$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $t_{wg} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale  
 $t_{fg} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $r_g = 24$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale  
 $A_p = 155.984$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale  
 $I_{yp} = 92083.400$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau : ACIER E24  
 $f_{yg} = 235.00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{ug} = 365.00$  [MPa] Résistance à la traction

#### 1.2 Poutre

Profilé : IPE 180

$\alpha = 0.0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 180$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_b = 91$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 5$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 8$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 9$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 23.947$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yb} = 1316.960$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER E24

$f_{yb} = 235.00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{ub} = 365.00$  [MPa] Résistance à la traction

### 1.3 Encoche de la poutre

$h_1 = 20$  [mm] Encoche supérieur  
 $h_2 = 0$  [mm] Encoche inférieure  
 $l = 80$  [mm] Longueur de l'encoche

### 1.4 Cornière

Profilé : CAE 70x7  
 $h_k = 70$  [mm] Hauteur de la section de la cornière  
 $b_k = 70$  [mm] Largeur de la section de la cornière  
 $t_{fk} = 7$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière  
 $r_k = 9$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière  
 $l_k = 100$  [mm] Longueur de la cornière  
 Matériau : ACIER E24  
 $f_{yk} = 235.00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{uk} = 365.00$  [MPa] Résistance à la traction

### 1.5 Boulons

#### ➤ BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon  
 $d = 14$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 16$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 1.150$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 1.539$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{ub} = 400.00$  [MPa] Résistance à la traction  
 $k = 1$  Nombre de colonnes des boulons  
 $w = 2$  Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 25$  [mm] Niveau du premier boulon  
 $p_1 = 50$  [mm] Entraxe

#### ➤ BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon  
 $d = 14$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 16$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 1.150$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 1.539$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{ub} = 400.00$  [MPa] Résistance à la traction  
 $k = 1$  Nombre de colonnes des boulons  
 $w = 2$  Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 25$  [mm] Niveau du premier boulon  
 $p_1 = 50$  [mm] Entraxe

### 1.6 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1.25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

## V.3 Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{b,Ed} = 10.00$  [kN] Effort axial  
 $V_{b,Ed} = 15.00$  [kN] Effort tranchant  
 $M_{b,Ed} = 0.00$  [kN\*m] Moment fléchissant

V.4 Résultats

1.7 Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

➤ RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 29.56$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$   
 $F_{t,Rd} = 33.12$  [kN] Résistance d'un boulon à la traction  $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2.50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1.00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1.00 > 0.00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 122.64$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.79$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0.79 > 0.00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 97.09$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2.50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0.73$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0.73 > 0.00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 52.16$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2.50 > 0.00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0.52$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0.52 > 0.00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 37.26$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

➤ FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 38$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = \frac{0.2}{8}$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = \frac{3.7}{5}$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant  $F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$

$F_{Mx} = \frac{5.6}{5}$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment  $F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = \frac{5.6}{5}$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = \frac{3.7}{5}$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = \frac{29.56}{56}$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$

$F_{Rdz} = \frac{29.56}{56}$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|5.65| < 29.56$  **vérifié** (0.19)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|3.75| < 29.56$  **vérifié** (0.13)

**Traction des boulons**

$e = 41$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 0.3$ [kN* = 1 m]	Moment fléchissant réel		$M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{t,Ed} = 8.6$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême		$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$8.65 < 33.12$	vérifié	(0.26)

**Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$F_{v,Ed} = 6.78$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$	
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0.42 < 1.00$	vérifié	(0.42)

**1.8 Boulons assemblant la cornière à la poutre**

➤ **RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 59.11$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la poutre**

Direction x		
$k_{1x} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0.52$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.52 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 28.21$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0.79$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.79 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 42.88$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la cornière**

Direction x		
$k_{1x} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0.73$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.73 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 104.33$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0.52$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0.52 > 0.00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 74.52$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

➤ **FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE**

**cisaillement des boulons**

$e = 41$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_0 = 0.6$ [kN* = 1 m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 5.0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 7.5$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 12.30$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$e = 41$	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$F_{Mz} = 0.0$	[kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$	
$F_{x,Ed} = 17.30$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$	
$F_{z,Ed} = 7.50$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
$F_{Rdx} = 28.21$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 42.88$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$		$ 17.30  < 28.21$	<b>vérifié</b>	(0.61)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$		$ 7.50  < 42.88$	<b>vérifié</b>	(0.17)

### 1.9 Vérification de la section pour le cisaillement de bloc

#### ➤ CORNIERE

$A_{nt} = 1.925$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 3.675$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 76.03$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$		
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$		$ 7.50  < 76.03$	<b>vérifié</b>	(0.10)

#### ➤ POUTRE

$A_{nt} = 0.927$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 3.842$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 64.21$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$		
$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$		$ 15.00  < 64.21$	<b>vérifié</b>	(0.23)

### V.5 Remarques

Longueur du grugeage de la poutre trop faible  $80$  [mm] <  $94$  [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio **0.61**





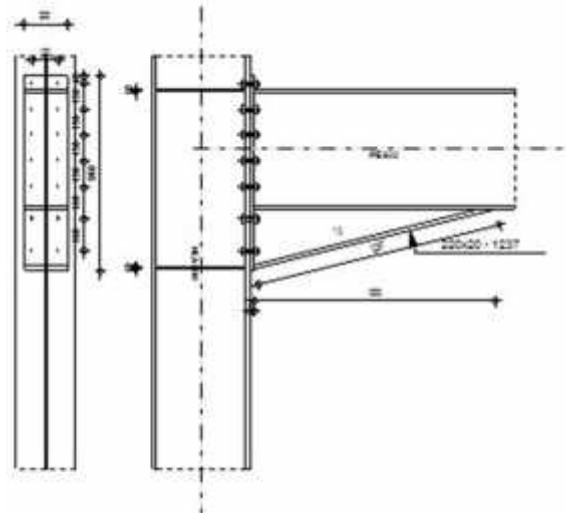
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

## Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio  
0.30



### V.6 Général

Assemblage N° : 8

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

### V.7 Géométrie

#### 1.10 Poteau

Profilé : HEA 500

$\alpha = -90.0$	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c = 490$	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} = 300$	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} = 12$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} = 23$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c = 27$	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c = 197.538$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} = 86974.800$	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E24

$f_{yc} = 235.00$  [MPa] Résistance

#### 1.11 Poutre

Profilé : IPE 600

$\alpha = 0.0$	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b = 600$	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f = 220$	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} = 12$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} = 19$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b = 24$	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b = 24$	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b = 155.984$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} = 92083.400$	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER E24

$f_{yb} = 235.00$  [MPa] Résistance

### 1.12 Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	165.89	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	40	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	130	[mm]	
Entraxe $p_i =$	130;130;130;130;160;160	[mm]	

### 1.13 Platine

$h_p =$	980	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau :	ACIER E24		
$f_{yp} =$	235.00	[MPa]	Résistance

### 1.14 Jarret inférieur

$w_d =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	20	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	300	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	10	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	1200	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	14.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER E24		
$f_{ybu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

### 1.15 Raidisseur poteau

#### Supérieur

$h_{su} =$	444	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER E24		
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} =$	444	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER E24		
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

### 1.16 Soudures d'angle

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### 1.17 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## V.8 Efforts

### Etat limite : ultime

Cas :	Calculs manuels		
$M_{b1,Ed} =$	150.00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	130.00	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite

## V.9 Résultats

### 1.18 Résistances de la poutre

#### CISAILLEMENT

$$A_{vb} = 113.784 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 1543.79 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0.08 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 3512.620 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 825.47 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

#### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ÉLÉMENT ASSEMBLÉ

$$W_{pl} = 5251.803 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 1234.17 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

#### AILE ET ÂME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 1234.17 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 880 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1402.16 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

#### ÂME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'ÂILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$$\beta = 0.0 \text{ [Deg]} \text{ Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 14.0 \text{ [Deg]} \text{ Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 320 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vb} = 83.784 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.89 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 41.86 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1.00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 3199.83 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$$d_{wb} = 514 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1.05 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0.77 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 2460.10 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1292.50 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1292.50 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

### 1.19 Résistances du poteau

#### PANNEAU D'ÂME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 150.00 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0.00 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 0.00 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0.00 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 855 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 175.50 \text{ [kN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = \frac{74.71}{8} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$A_{vs} =$	$\frac{74.71}{8}$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	$\frac{74.71}{8}$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	830	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	9.32	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	1.76	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	1.76	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd} =$	939.09	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0.19	<	1.00	vérifié (0.19)

**AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale :

$t_{wc} =$	12	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	333	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	74.718	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0.85		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	0.00	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1.00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	28.800	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$   
 $F_{c,wc,Rd1} = 1478.98$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{wc} =$	390	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0.94		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0.84		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	4.41		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1.00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$   
 $F_{c,wc,Rd2} = 1350.37$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale :

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$   
 $F_{c,wc,Rd} = 1350.37$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

**1.20 Paramètres géométriques de l'assemblage**

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	37	-	85	-	79	235	347	235	347	196	259	196	259
2	37	-	85	-	130	235	257	235	257	247	194	194	194
3	37	-	85	-	130	235	256	235	256	260	130	130	130
4	37	-	85	-	130	235	256	235	256	260	130	130	130
5	37	-	85	-	145	235	256	235	256	290	145	145	145
6	37	-	85	-	160	235	256	235	256	320	160	160	160
7	37	-	85	-	160	235	261	235	261	277	213	213	213

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	53	21	45	40	79	132	110	110	110	-	-	-	-
2	53	-	45	-	130	335	279	279	279	298	209	209	209
3	53	-	45	-	130	335	270	270	270	260	130	130	130
4	53	-	45	-	130	335	270	270	270	260	130	130	130
5	53	-	45	-	145	335	270	270	270	290	145	145	145
6	53	-	45	-	160	335	270	270	270	320	160	160	160
7	53	-	45	-	160	335	270	270	270	328	215	215	215

m – Distance du boulon de l'âme

- m – Distance du boulon de l'âme
- $m_x$  – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- $e_x$  – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$  – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$  – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$  – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$  – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### 1.21 Résistance de l'assemblage à la flexion

- $F_{t,Rd} = 165 \cdot 89$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
- $B_{p,Rd} = 297 \cdot 22$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement [Tableau 3.4]
- $F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- $F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction
- $F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchée à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction
- $F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.3.(1)]
- $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$  [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.8.(1)]

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	294 . 00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 331.78$	331 . 78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 608.71$	608 . 71	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 294.00$	294 . 00	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 594.44$	594 . 44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 939.09$	939 . 09	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1350.37$	1350 . 37	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1402.16$	1402 . 16	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1292.50$	1292 . 50	Ame de la poutre - compression

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	284 . 97	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 331.78$	331 . 78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 608.71$	608 . 71	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 284.97$	284 . 97	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 785.69$	785 . 69	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594.44$	594 . 44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 939.09 - 294.00$	645 . 09	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1350.37 - 294.00$	1056 . 37	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1402.16 - 294.00$	1108 . 16	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1292.50 - 294.00$	998 . 50	Ame de la poutre - compression

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	180 . 58	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 331.78$	331 . 78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 608.71$	608 . 71	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 280.67$	280 . 67	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 760.34$	760 . 34	Ame de la poutre - traction

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$B_{p,Rd} = 594.44$	594.44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 939.09 - 578.97$	360.12	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1350.37 - 578.97$	771.40	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1402.16 - 578.97$	823.19	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 578.97$	713.53	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 606.81 - 284.97$	321.85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 785.86 - 284.97$	500.90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 606.81 - 284.97$	321.85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 785.86 - 284.97$	500.90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 465.55 - 284.97$	180.58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 955.42 - 284.97$	670.45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 465.55 - 284.97$	180.58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 955.42 - 284.97$	670.45	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	179.54	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 331.78$	331.78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 608.71$	608.71	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 280.67$	280.67	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 760.34$	760.34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594.44$	594.44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 939.09 - 759.55$	179.54	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1350.37 - 759.55$	590.82	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1402.16 - 759.55$	642.61	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 759.55$	532.95	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 558.50 - 180.58$	377.92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 662.00 - 180.58$	481.42	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 886.07 - 465.55$	420.52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 984.55 - 465.55$	519.00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 886.07 - 465.55$	420.52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 984.55 - 465.55$	519.00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 427.89 - 180.58$	247.31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 733.20 - 180.58$	552.62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 679.49 - 465.55$	213.94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1322.02 - 465.55$	856.47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 679.49 - 465.55$	213.94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1322.02 - 465.55$	856.47	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0.00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 331.78$	331.78	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 608.71$	608.71	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 280.67$	280.67	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 760.34$	760.34	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594.44$	594.44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 939.09 - 939.09$	0.00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1350.37 - 939.09$	411.28	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1402.16 - 939.09$	463.07	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 939.09$	353.41	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 569.82 - 179.54$	390.28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 692.64 - 179.54$	513.10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 849.07 - 360.12$	488.95	Aile du poteau - traction - groupe

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 917.36 - 360.12$	557.24	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1176.63 - 645.09$	531.55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1138.07 - 645.09$	492.99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1176.63 - 645.09$	531.55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1138.07 - 645.09$	492.99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 435.06 - 179.54$	255.52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 775.50 - 179.54$	595.96	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 649.00 - 360.12$	288.88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1142.10 - 360.12$	781.98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 900.61 - 645.09$	255.52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1730.92 - 645.09$	1085.83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 900.61 - 645.09$	255.52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1730.92 - 645.09$	1085.83	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

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>
1	920	294.00	331.78	608.71	294.00	-	331.78	594.44
2	790	284.97	331.78	608.71	284.97	785.69	331.78	594.44
3	660	180.58	331.78	608.71	280.67	760.34	331.78	594.44
4	530	179.54	331.78	608.71	280.67	760.34	331.78	594.44
5	400	-	331.78	608.71	280.67	760.34	331.78	594.44
6	240	-	331.78	608.71	280.67	760.34	331.78	594.44
7	80	-	331.78	608.71	280.67	760.34	331.78	594.44

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 709.66$  [kN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$  0.21 < 1.00 **vérifié** (0.21)

**1.22 Résistance de l'assemblage au cisaillement**

$\alpha_v = 0.60$  Coefficient pour le calcul de F<sub>v,Rd</sub> [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0.84$  Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 32.58$  [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 165.89$  [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 262.80$  [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 175.20$  [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	331.78	0.00	294.00	62.14	62.14	56.44
2	331.78	0.00	284.97	60.23	60.23	56.71
3	331.78	0.00	180.58	38.17	38.17	59.80
4	331.78	0.00	179.54	37.95	37.95	59.83
5	331.78	0.00	331.78	0.00	0.00	65.16
6	331.78	0.00	331.78	0.00	0.00	65.16
7	331.78	0.00	331.78	0.00	0.00	65.16

F<sub>tj,Rd,N</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F<sub>tj,Ed,N</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F<sub>tj,Rd,M</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F<sub>tj,Ed,M</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F<sub>tj,Ed</sub> – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F<sub>vj,Rd</sub> – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \min(n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{v_j,Rd}$	[Tableau 3.4]
$V_{j,Rd} = 428.26$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0.30 < 1.00 <b>vérifié</b> (0.30)

### 1.23 Résistance des soudures

$A_w = 171.697$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 98.240$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 73.457$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 180452.694$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 28.94$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 26.18$ [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} = 17.70$ [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0.80$	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	57.88 < 365.00	<b>vérifié</b> (0.16)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	60.67 < 365.00	<b>vérifié</b> (0.17)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	28.94 < 262.80	<b>vérifié</b> (0.11)

### 1.24 Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} = 4$ [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} = 13$ [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} = 18$ [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b = 67$ [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} = 5$ [mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

#### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	54.970	3810.287
1	920	4	41	86	2	17.639	1622.262
2	790	4	41	10	2	12.852	1014.903
3	660	2	27	6	1	8.026	529.446
4	530	2	27	6	1	6.444	341.339
5	400	3	30	7	1	5.264	210.385
6	240	3	33	8	1	3.383	81.096
7	80	4	45	10	2	1.362	10.855

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$	[6.3.3.1.(2)]	
$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$	[6.3.3.1.(3)]	
$Z_{eq} = 693$ [mm]	Bras de levier équivalent	
$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$	[6.3.3.1.(1)]	
$k_{eq} = 8$ [mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	
$A_{vc} = 74.718$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta = 1.00$	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z = 693$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 = 4$ [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 = \infty$	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$	[6.3.1.(4)]	
$S_{j,ini} = 272529.37$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1.00$	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$	[6.3.1.(4)]	
$S_j = 272529.37$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
<b>Classification de l'assemblage par rigidité.</b>		
$S_{j,rig} = 128916.76$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 8057.30$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$	RIGIDE	

### 1.25 Composant le plus faible :



#### BOULONS EN CISAILLEMENT

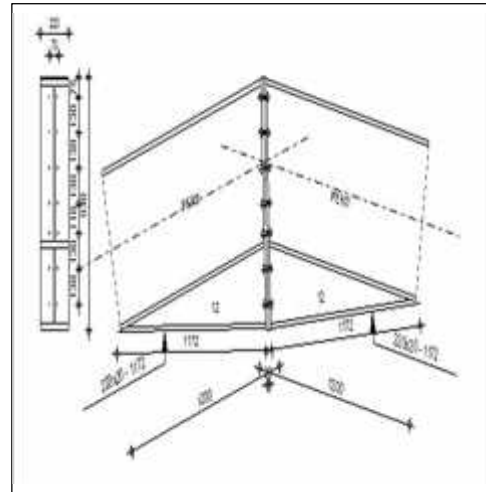
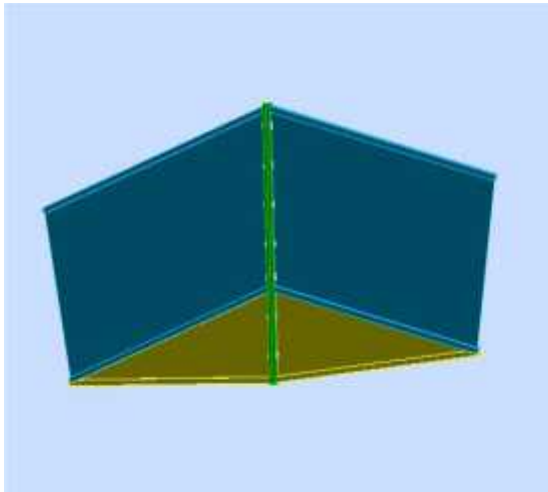


### V.10 Remarques

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre  $10 \text{ [mm]} < 12 \text{ [mm]}$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0.30

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013	
	<b>Calcul de l'Encastrement traverse-traverse</b> EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



### Général

Assemblage N° : 13  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

### Géométrie

#### Côté gauche

##### Poutre

Profilé : IPE 600

$\alpha =$	-165.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	600	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	220	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	155.984	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	92083.400	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$f_{yb} =$	235.00	[MPa]	Résistance
------------	--------	-------	------------

#### Côté droite

##### Poutre

Profilé : IPE 600

$\alpha =$	-10.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	600	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{rbr} =$	220	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{ibr} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	155.984	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	92083.400	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau : ACIER			
$f_{yb} =$	235.00	[MPa]	Résistance

### Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	82.80	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	75	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	50	[mm]	
Entraxe $p_i =$	100;100;100;100;100;100	[mm]	

### Platine

$h_{pr} =$	930	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau : ACIER			
$f_{ypr} =$	235.00	[MPa]	Résistance

### Jarret inférieur

$w_{rd} =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	20	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	300	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1200	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_{rd} =$	2.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau : ACIER E24			
$f_{ybu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

### Soudures d'angle

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_{rd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### Efforts

#### Etat limite : ultime

Cas : Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	197.76	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
---------------	--------	--------	--

### Résultats

## Résistances de la poutre

### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512.620$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 825.47$  [kN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 5355.119$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 1258.45$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1258.45$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 895$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 1406.36$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

### AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$\beta = 12.5$  [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 2.0$  [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 318$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 83.784$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0.89$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 55.19$  [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1.00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 3180.83$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{wb} = 514$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1.05$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0.77$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 2452.59$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 1292.50$  [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale :

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 1292.50$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

## Paramètres géométriques de l'assemblage

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	23	-	75	-	130	147	194	147	194	203	166	166	166
2	23	-	75	-	130	147	187	147	187	260	130	130	130
3	23	-	75	-	130	147	187	147	187	260	130	130	130
4	23	-	75	-	120	147	187	147	187	240	120	120	120
5	23	-	75	-	120	147	187	147	187	240	120	120	120
6	23	-	75	-	130	147	187	147	187	260	130	130	130
7	23	-	75	-	130	147	187	147	187	203	159	159	159

m – Distance du boulon de l'âme

m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,1}$  – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$  – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 82 \cdot 80$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 231 \cdot 17$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$  [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.8.(1)]

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	165 . 60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 165.60$	165 . 60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 413.61$	413 . 61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462.34$	462 . 34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1406.36$	1406 . 36	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1292.50$	1292 . 50	Ame de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	165 . 60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 165.60$	165 . 60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 413.61$	413 . 61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462.34$	462 . 34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1406.36 - 165.60$	1240 . 76	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 165.60$	1126 . 90	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 331.20 - 165.60$	165 . 60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 833.57 - 165.60$	667 . 97	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$

$F_{t2,Rd} = 139 \cdot 96$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

<b><math>F_{t3,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t3,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	165 . 60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 165.60$	165 . 60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 413.61$	413 . 61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462.34$	462 . 34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1406.36 - 305.56$	1100 . 80	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 305.56$	986 . 94	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 331.20 - 139.96$	191 . 24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 733.20 - 139.96$	593 . 24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 496.80 - 305.56$	191 . 24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1200.17 - 305.56$	894 . 61	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$

$F_{t3,Rd} = 114.32$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	165.60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 165.60$	165.60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 413.61$	413.61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462.34$	462.34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1406.36 - 419.87$	986.48	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 419.87$	872.63	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 331.20 - 114.32$	216.88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 705.00 - 114.32$	590.68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 496.80 - 254.27$	242.53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1071.60 - 254.27$	817.33	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 662.40 - 419.87$	242.53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1538.57 - 419.87$	1118.70	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$   
 $F_{t4,Rd} = 88.67$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	165.60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 165.60$	165.60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 413.61$	413.61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462.34$	462.34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1406.36 - 508.55$	897.81	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 508.55$	783.95	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 331.20 - 88.67$	242.53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 676.80 - 88.67$	588.13	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 496.80 - 202.99$	293.81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1043.40 - 202.99$	840.41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 662.40 - 342.95$	319.45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1410.00 - 342.95$	1067.05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 828.00 - 508.55$	319.45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1876.97 - 508.55$	1368.42	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$   
 $F_{t5,Rd} = 66.98$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6**

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	165.60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 165.60$	165.60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 413.61$	413.61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462.34$	462.34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1406.36 - 575.53$	830.83	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 575.53$	716.97	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 331.20 - 66.98$	264.22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 705.00 - 66.98$	638.02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 496.80 - 155.65$	341.15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1043.40 - 155.65$	887.75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 662.40 - 269.97$	392.43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1410.00 - 269.97$	1140.03	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 828.00 - 409.93$	418.07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1776.60 - 409.93$	1366.67	Ame de la poutre - traction - groupe

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 993.60 - 575.53$	418.07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 2243.57 - 575.53$	1668.05	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$

$F_{t6,Rd} = 41.34$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7**

<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$	165.60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 165.60$	165.60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 413.61$	413.61	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462.34$	462.34	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 1406.36 - 616.86$	789.50	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 1292.50 - 616.86$	675.64	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 331.20 - 41.34$	289.86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 813.74 - 41.34$	772.41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 496.80 - 108.31$	388.49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 1152.14 - 108.31$	1043.83	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 662.40 - 196.99$	465.41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1490.54 - 196.99$	1293.56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 828.00 - 311.30$	516.70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1857.14 - 311.30$	1545.84	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 993.60 - 451.26$	542.34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 2223.74 - 451.26$	1772.48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 1159.20 - 616.86$	542.34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 2690.71 - 616.86$	2073.85	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$

$F_{t7,Rd} = 15.69$  [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

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>
1	840	165.60	-	-	165.60	413.61	165.60	462.34
2	710	139.96	-	-	165.60	413.61	165.60	462.34
3	580	114.32	-	-	165.60	413.61	165.60	462.34
4	450	88.67	-	-	165.60	413.61	165.60	462.34
5	340	66.98	-	-	165.60	413.61	165.60	462.34
6	210	41.34	-	-	165.60	413.61	165.60	462.34
7	80	15.69	-	-	165.60	413.61	165.60	462.34

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 377.11$  [kN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$  0.52 < 1.00 **vérifié** (0.52)

**Résistance des soudures**

$A_w =$	154.451 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	80.320 [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	74.131 [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	152373.702 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} =$	41.60 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-40.87 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0.00 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0.80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$		83.20 < 365.00	<b>vérifié</b> (0.23)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$		81.73 < 365.00	<b>vérifié</b> (0.22)

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	83.20 < 365.00	vérifié	(0.23)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	41.60 < 262.80	vérifié	(0.16)

**Rigidité de l'assemblage**

$t_{wash} =$	3	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	10	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	14	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	57	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	3	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

**RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS**

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	95.268	5687.144
1	840	∞	∞	83	3	25.146	2111.177
2	710	∞	∞	74	3	21.058	1494.170
3	580	∞	∞	74	3	17.200	996.826
4	450	∞	∞	68	3	13.253	595.784
5	340	∞	∞	68	3	10.010	339.897
6	210	∞	∞	74	3	6.219	130.330
7	80	∞	∞	83	3	2.383	18.960

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$  [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$   
 $Z_{eq} = 597$  [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$   
 $k_{eq} = 16$  [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq}$  [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 1194300.23$  [kN\*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1.00$  Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$  [6.3.1.(4)]

$S_j = 1194300.23$  [kN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

$S_{j,rig} = 128916.76$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 8057.30$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

**Composant le plus faible :**

RUPTURE DES BOULONS

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0.52
--	-------	------





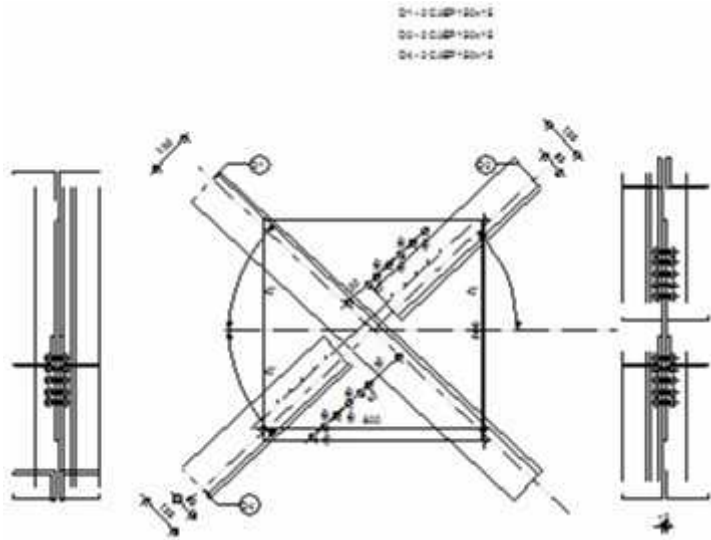
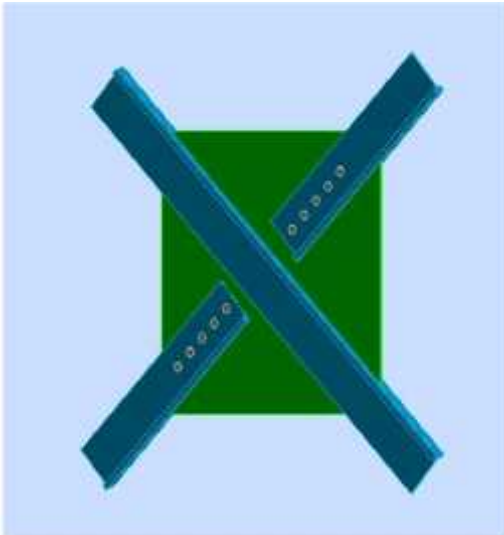
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

## Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio  
**0.50**



## VI GENERAL

Assemblage N° : 5  
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

## VII GEOMETRIE

### II. BARRES

	Barre 1-3	Barre 2	Barre 4	
<b>Profilé :</b>	2 CAEP 150x15	2 CAEP 150x15	2 CAEP 150x15	
h	150	150	150	mm
b <sub>f</sub>	150	150	150	mm
t <sub>w</sub>	15	15	15	mm
t <sub>f</sub>	15	15	15	mm
r	16	16	16	mm
A	86.049	86.049	86.049	cm <sup>2</sup>
<b>Matériau :</b>	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	
f <sub>y</sub>	235.00	235.00	235.00	MPa
f <sub>u</sub>	365.00	365.00	365.00	MPa
<b>Angle</b>	α	43.0	43.0	Deg

### III. BOULONS

#### Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9      Classe du boulon  
 d = 14      [mm]      Diamètre du boulon  
 d<sub>0</sub> = 16      [mm]      Diamètre du trou de boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
$A_s = 1.150$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 1.539$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} = 900.00$ [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} = 1200.00$ [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n = 5$	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60;60;60 [mm]	
$e_1 = 40$ [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 = 80$ [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c = 100$ [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 4**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
$d = 14$ [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 = 16$ [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 1.150$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 1.539$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} = 900.00$ [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} = 1200.00$ [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n = 5$	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60;60;60 [mm]	
$e_1 = 40$ [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 = 80$ [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c = 150$ [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**IV. SOUDURES**

**Soudures des barres**

**Barre 1-3**

$l_1 = 100$ [mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 = 46$ [mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a = 5$ [mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

**V. GOUSSET**

$l_p = 800$ [mm]	Longueur de la platine
$h_p = 800$ [mm]	Hauteur de la platine
$t_p = 15$ [mm]	Épaisseur de la platine

**Paramètres**

$h_1 = 0$ [mm]	Grugeage
$v_1 = 0$ [mm]	Grugeage
$h_2 = 0$ [mm]	Grugeage
$v_2 = 0$ [mm]	Grugeage
$h_3 = 0$ [mm]	Grugeage
$v_3 = 0$ [mm]	Grugeage
$h_4 = 0$ [mm]	Grugeage
$v_4 = 0$ [mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 400$ [mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H = 400$ [mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau : ACIER E24

$f_y = 235.00$ [MPa]	Résistance
----------------------	------------

**VI. COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1.00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## VIII EFFORTS

Cas :	Calculs manuels		
$N_{b1,Ed} = 120.00$	[kN]	Effort axial	
$N_{b2,Ed} = 110.00$	[kN]	Effort axial	
$N_{b3,Ed} = 115.00$	[kN]	Effort axial	
$N_{b4,Ed} = 115.00$	[kN]	Effort axial	

## IX RESULTATS

### VII. BARRE 1-3

#### X VERIFICATION DES SOUDURES

$e = 18$	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = 0.05$	$\frac{[kN \cdot m]}{m}$	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot e$
$A_s = 13.853$	$[cm^2]$	Aire de la section des soudures	
$I_0 = \frac{633.07}{6}$	$[cm^4]$	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N = 1.80$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} = 0.67$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} = 0.59$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau = 2.54$	[MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w = 0.85$		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} = 198.34$	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$		$2.54 < 198.34$	<b>vérifié</b> (0.01)

#### XI RESISTANCE DE LA SECTION

$A = 43.025$	$[cm^2]$	Aire de la section	
$N_{pl,Rd} = 1011.08$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$		$ 2.50  < 1011.08$	<b>vérifié</b> (0.00)

### VIII. BARRE 2

#### XII RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 46.37$	[kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$	
<b>Pression du boulon sur la barre</b>			
Direction x			
$k_{1x} = 2.50$		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2.50 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 0.83$		Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0.83 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1x} = 255.5$	[kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$	
$F_{b,Rd1x} > 0$			
Direction z			
$k_{1z} = 2.50$		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		$2.50 > 0.00$	<b>vérifié</b>

$\alpha_{bz} = 1.00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1z} = 306.60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
<b>Pression du boulon sur la platine</b>		
Direction x		
$k_{1x} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 1.00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2x} = 153.30$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 1.00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} = 153.30$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

### XIII VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

#### cisaillement des boulons

$e = 38$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 4.13$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b2,Ed} * e$
$F_{NSd} = 22.00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{MSd} = 13.76$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} = 22.00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 13.76$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} = 46.37$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 46.37$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 22.00  < 46.37$	<b>vérifié</b> (0.47)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 13.76  < 46.37$	<b>vérifié</b> (0.30)

### XIV VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0.60$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 43.025$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 40.625$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_f$
$N_{u,Rd} = 711.74$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 909.97$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y2}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 55.00  < 711.74$	<b>vérifié</b> (0.08)
$ 0.5 * N_{b2,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 55.00  < 909.97$	<b>vérifié</b> (0.06)

### XV VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 9.375$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 31.20$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 559.09$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 55.00  < 559.09$	<b>vérifié</b> (0.10)

## IX. BARRE 4

### XVI RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 46.37$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	---

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$k_{1x} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 0.83$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.83 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1x} = 255.5$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 1.00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1z} = 306.60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

$k_1 = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_1 > 0.0$	$2.50 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 1.00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2x} = 153.30$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 1.00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1.00 > 0.00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} = 153.30$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**XVII VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

**cisaillement des boulons**

$e = 38$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 4.32$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} = 23.0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{MSd} = 14.3$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 23.0$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 14.3$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} = 46.3$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 46.3$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 23.00  < 46.37$	<b>vérifié</b> (0.50)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 14.39  < 46.37$	<b>vérifié</b> (0.31)

**XVIII VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**


$\beta_3 = 0.60$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 43.025$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 40.625$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f4}$
$N_{u,Rd} = 711.74$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 909.97$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 57.50  < 711.74$	<b>vérifié</b> (0.08)

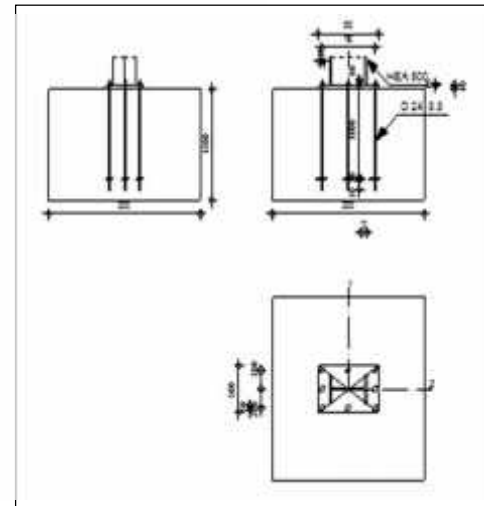
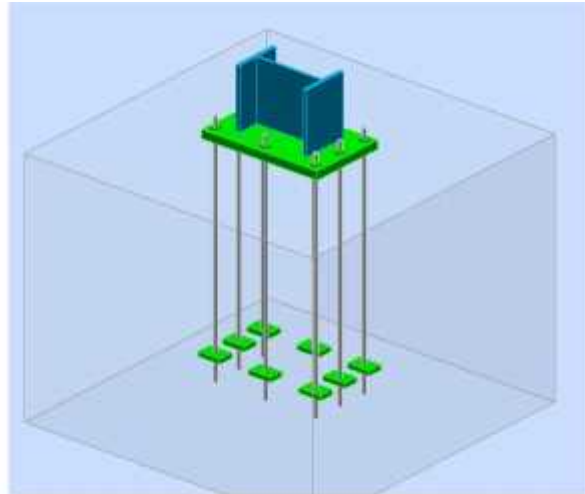
$\beta_3 =$	0.60	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	57.50	< 909.97	<b>vérifié</b> (0.06)

**XIX VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} =$	9.375	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} =$	31.20	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction
$V_{effRd} =$	559.0	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous
			$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed}  \leq V_{effRd}$	57.50	< 559.09	<b>vérifié</b> (0.10)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.50**

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b></p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete</p>	<p><b>OK</b></p> <p>Ratio <b>0.82</b></p>
---	--	---



### Général

Assemblage N° : 11  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

### Géométrie

#### Poteau

Profilé : HEA 500

$L_c = 3.74$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 0.0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 490$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 23$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 197.538$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 86974.800$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E24  
 $f_{yc} = 235.00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc} = 365.00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

#### Platine de prescellement

$l_{pd} = 800$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 500$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 40$  [mm] Epaisseur  
 Matériau : ACIER E24  
 $f_{ypd} = 235.00$  [MPa] Résistance  
 $f_{upd} = 365.00$  [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

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
$d =$	24 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	3.530 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	4.524 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	3	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	350 [mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	200 [mm]	

#### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60 [mm]
$L_2 =$	1000 [mm]
$L_3 =$	110 [mm]

#### Plaque d'ancrage

$l_p =$	150 [mm]	Longueur
$b_p =$	100 [mm]	Largeur
$t_p =$	20 [mm]	Epaisseur

Matériau : ACIER E24

$f_y =$	235.00 [MPa]	Résistance
---------	--------------	------------

#### Plaquette

$l_{wd} =$	50 [mm]	Longueur
$b_{wd} =$	50 [mm]	Largeur
$t_{wd} =$	15 [mm]	Epaisseur

#### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1.50	Coefficient de sécurité partiel

#### Semelle isolée

$L =$	2000 [mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2000 [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
$f_{ck,g} =$	0.00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0.00	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

#### Soudures

$a_p =$	7 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
---------	--------	-------------------------------------

#### Efforts

Cas :		Calculs manuels
$N_{j,Ed} =$	291.66 [kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	76.00 [kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	24.61 [kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	164.00 [kN*m]	Moment fléchissant

#### Résultats

#### Zone comprimée



**COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 16.67$ [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 30.43$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 64$ [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 151$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 428$ [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 648.348$ [cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 5835.130$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$A_{c1} = 5835.130$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0.67$	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 33.33$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,y} = 648.348$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,y} = 2161.16$ [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$CL = 1.00$	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 3949.080$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 928.03$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 467$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 1987.22$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 1987.22$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

**Zone tendue**

**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b = 3.530$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 800.00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0.85$	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 172.83$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1.20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 550.00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 161.79$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 161.79$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

**ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON**

$f_{ck} = 25.00$ [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$A_h = 145.476$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de contact de la plaque d'ancrage	CEB [15.1.2.3]
$p_k = 275.00$ [MPa]	Résistance caractéristique du béton à l'arrachement	CEB [15.1.2.3]
$\gamma_{Mp} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$		
$F_{t,Rd,p} = 1852.13$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.3]

**ARRACHEMENT DU CONE DE BETON**

$h_{ef} = 533$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{RK,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{RK,c}^0 = 461.88$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$S_{cr,N} = 1600$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$C_{cr,N} = 800$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 46000.000$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 40000.000$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		

$\Psi_{A,N} = 0.87$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 650$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\Psi_{s,N} = 0.94$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ec,N} = 1.00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\Psi_{re,N} = 1.00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ucr,N} = 1.40$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c} \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 245.6$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]
$= 8$ ] béton		

**FENDAGE DU BETON**

$h_{ef} = 1000$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 1185.85$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 2000$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 1000$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 64800.000$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 40000.000$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\Psi_{A,N} = 0.62$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 650$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\Psi_{s,N} = 0.90$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} = 1.00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\Psi_{re,N} = 1.00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} = 1.40$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\Psi_{h,N} = 0.71$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} \cdot \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 302.07$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

**RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$	
$F_{t,Rd} = 161.79$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$**

$l_{eff,1} = 250$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 250$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 97$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 23.50$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 23.50$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 968.27$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 484.56$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 485.38$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 484.56$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

**RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$t_{wc} = 12$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} = 400$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} = 74.718$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0.81$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd,z} = \omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0}$		
$F_{t,wc,Rd,z} = 910.00$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$N_{j,Rd} = 1165.71$ [kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 484.56$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

**Contrôle de la résistance de l'assemblage**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0.25 < 1.00$	<b>vérifié</b>	(0.25)
$e_y = 562$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 234$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 350$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 199.78$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0.82 < 1.00$	<b>vérifié</b>	(0.82)

**Cisaillement**

**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 0.64$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0.64$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2.50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 449.23$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} = 0.64$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0.64$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2.50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 449.23$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

**CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$\alpha_b = 0.28$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 4.524$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800.00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 79.62$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier	[6.2.2.(7)]

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

$N_{RK,c} = 530.66$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2.00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{RK,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 491.35$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

**ECRASUREMENT DU BORD DU BETON**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$V_{RK,c,y} = 2301.7$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0.54$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1.00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0.86$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1.00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1.00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1.00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{RK,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 497.85$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$V_{Rk,c,z}^0$	1685.7 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z}$	0.82	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z}$	1.00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z}$	0.95	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z}$	1.00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z}$	1.00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z}$	1.00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc}$	2.16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z}$	605.89 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d}$	0.00	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	0.00 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$	0.00 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y}$	636.96 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0.12 < 1.00	vérifié	(0.12)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z}$	636.96 [kN]	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)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0.16 < 1.00	vérifié	(0.16)

**Soudures entre le poteau et la plaque d'assise**

$\sigma_{\perp}$	67.02 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$	67.02 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y  }$	9.23 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z  }$	3.96 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w$	0.85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0.26 < 1.00	vérifié	(0.26)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y  }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.39 < 1.00	vérifié	(0.39)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z  }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.35 < 1.00	vérifié	(0.35)

**Rigidité de l'assemblage**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff}$	151 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff}$	428 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$			
$k_{13,y}$	30 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff}$	250 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m$	97 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff}^3 \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y}$	7 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b$	259 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,y}$	2 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y}$	0.19	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y}$	47852.85 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y}$	1465083.53 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$		SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

**Composant le plus faible :**

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0.82
--	-------	------

*Chapitre X :*  
**L'infrastructure**

**X.1- Introduction :**

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol, et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci, les efforts provenant des éléments de la superstructure.

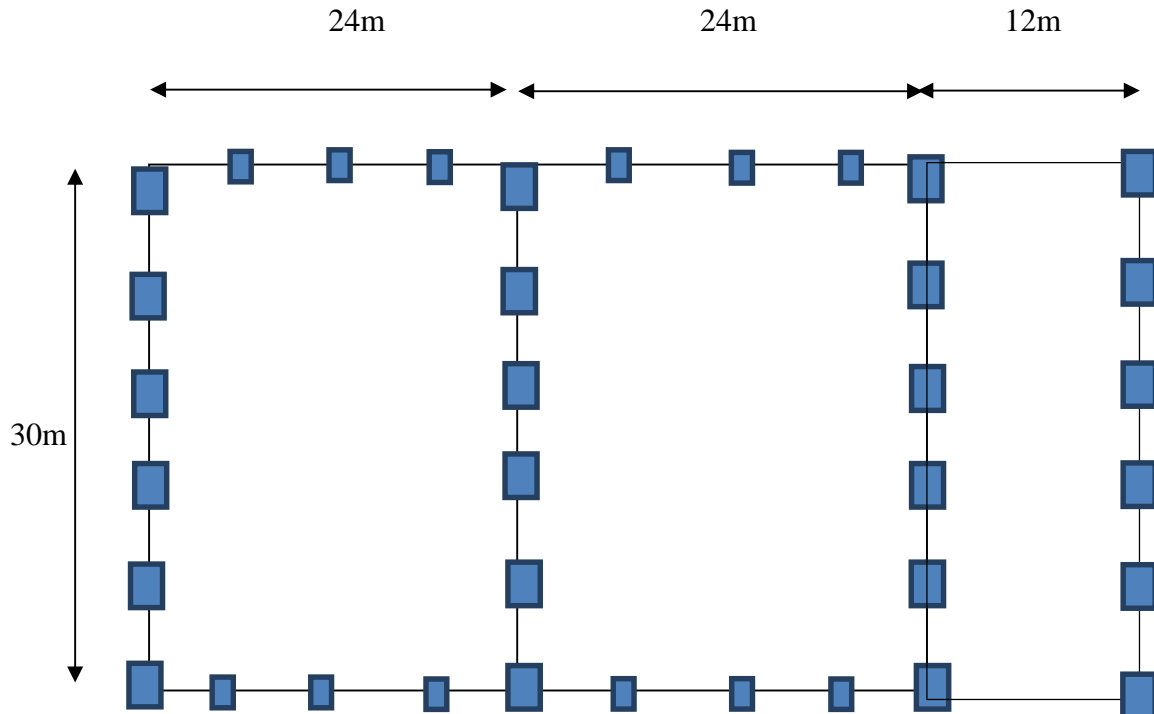
Le dimensionnement des fondations est conditionné par le site d'implantation et les Caractéristiques du béton utilisé.

- La contrainte admissible du sol site S3:  $\sigma_{sol} = 1,3\text{bar}$
- Les armatures sont de nuance Fe E 40 :  $f_e = 400\text{MPa}$ ,  $s = f_e / g_s$ .
- Le Béton utilisé est dosé à  $350\text{ kg/cm}^3$  en CPA 325.
- Contrainte admissible de compression du béton  $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$

La profondeur d'ancrage :  $D = 1,50\text{ m}$

**X.2 Calcul des fondations:**

Ce qui concerne notre structure on a un type de semelle isolée.



**Figure X.1 :** présentation le plan de fondations.

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

ELU:  $1,35(G+Q+S)$

ELS:  $G+0,9(Q+S)$ .                      BAEL91

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation durable	
	ELU	ELS
	$1,35(G+Q+S)$	$G+0,9(Q+S)$
$N^{\max}$ (KN)	373,324	265,006
$V_y$ (KN)	30,896	28,889
$V_z$ (KN)	2,006	1,424

**Tableau X.1** Les sollicitations à la base des poteaux HEA500.

### X.2.1 Prédimensionnement de la semelle :

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ( $h*b$ ), donc les semelles sont rectangulaire ( $A*B$ ).

a et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

$h_1$  :  $d + c$  ; avec  $c = 5$  cm. (B.P).

h: hauteur utile de la semelle



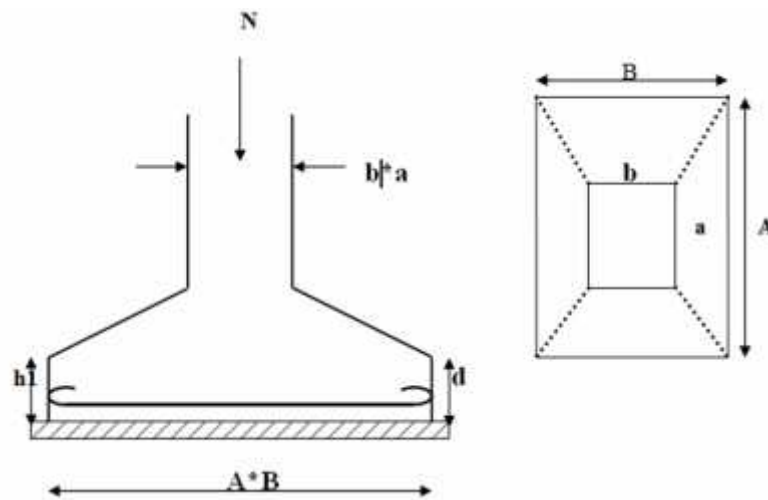


Figure X.2 : Dimension de la semelle.

$$h = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} \\ \frac{B - b}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

$\dagger_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{79}{50} = 1,58 \Rightarrow A = 1,58B$$

$$\dagger_c = \frac{Nsd}{A \times B} = \frac{Nsd}{1,58 \times B^2} \leq \dagger_{sol} \quad \text{avec } \dagger_{sol} = 1,3 \text{ dan / cm}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{37332,4}{1,58 \times 1,3}} = 134,82 \text{ cm}$$

Soit  $B = 200 \text{ cm}$ , d'ou  $A = 1,58 \times 200 = 316 \text{ cm}$

Donc on prend  $A=3,20 \text{ m}$  et  $B=2,00 \text{ m}$

- Hauteur de la semelle :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} = \frac{320 - 79}{4} = 60,25 \text{ cm} \\ \frac{B - b}{4} = \frac{200 - 50}{4} = 37,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$d \geq 60,25 \text{ cm}$$

On prend  $d=65 \text{ cm}$

- L'enrobage :

$$C = 5\text{cm} \Rightarrow h_t = d + C = 70\text{cm}$$

$$\text{on a } \frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 23,33 \leq h_p \leq 35\text{cm}$$

Soit  $h_p=30\text{cm}$

On doit vérifier que :

$$\dagger_c = \frac{Ne}{s} \leq \dagger_{sol}$$

Avec :  $Nt = Nsd + Ps$

$Ps$  : poids de de semelle =  $\chi \times Vs$

$Vs$  : volume de semelle

$$\chi = 2500\text{dan} / \text{cm}^3$$

$$Vs = A \times B \times h_t$$

$$Vs = 4,48\text{m}^3$$

$$Ps = 2500 \times 4,48 = 11200\text{dan}$$

$$Nt = 37332,1 + 11200 = 48532,1\text{dan}$$

D'ou :

$$\dagger_c = \frac{48532,1}{320 \times 200} = 0,758\text{dan} / \text{cm}^2 < \dagger_{sol} = 0,8\text{dan} / \text{cm}^2$$

Vérfié

### X.3.2 Calcul des armatures :

➤ **ELU :**

$$F_x = \frac{N_t(A-a)}{8d} = \frac{48532,1(320-79)}{8 \times 70} = 20886,13\text{dan}$$

$$F_y = \frac{N_t(B-b)}{8 \times d} = \frac{48532,1(200-50)}{8 \times 70} = 12999,66\text{dan}$$

$$\frac{F_x}{\dagger_s} = A_x = \frac{3074,53}{\frac{4000}{1,15}} = 0,88\text{cm}^2 \text{ Avec } \overline{\dagger_s} = \frac{fe}{\chi_s}$$

$$\frac{fy}{\dagger_s} = A_y = \frac{12999,66}{\frac{4000}{1,15}} = 3,737\text{cm}^2$$

-condition de non fragilité

$$A_x \geq A_{x \min}$$

$$A_y \geq A_{y \min}$$

$$\text{Avec : } F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}, f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{x \min} = 0,23 \left( \frac{F_{t28}}{f_e} \right) A \times d = 0,23 \left( \frac{2,1}{400} \right) 320 \times 70$$

$$A_{x \min} = 27,048 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 0,23 \left( \frac{F_{t28}}{f_e} \right) B \times d = 0,23 \left( \frac{2,1}{400} \right) 200 \times 70$$

$$A_{y \min} = 16,905 \text{ cm}^2$$

#### d) Dispositions constructives :

Les armatures seront munies des crochets si : ( $l_s > H/4$  sens H et  $l_s > B/4$  sens B)

$$l_s = \frac{W \times f_e}{4 \times 0,6 \times \xi_s^2 \times f_{tj}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\xi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

#### Suivant A :

$$l_s = \frac{1,6 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 56,42 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 80 \text{ cm}$$

#### Suivant B :

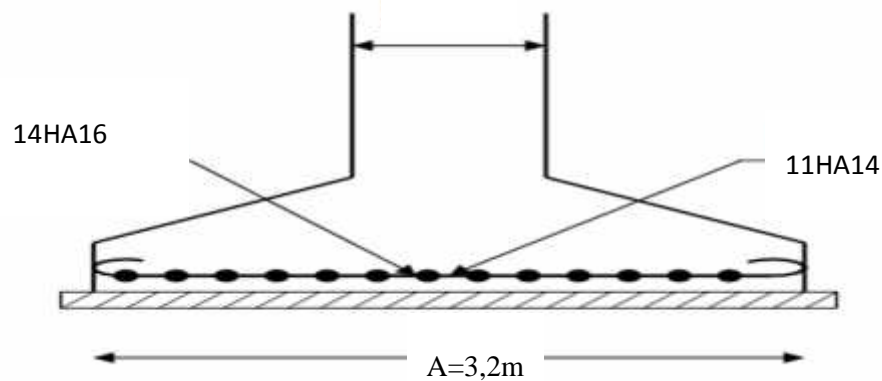
$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,37 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 50 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Armatures	Situation durable	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre De barre	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$l_s$ (cm)	$S_t$ (cm)
$A_s$ (A)	0,88	27,048	14HA16	28,15	55	22,5
$A_s$ (B)	3,737	16,905	11HA14	16,93	50	18

**Tableau X.6 :** Les armatures des semelles.



**Figure X.3 :** Schéma de ferrailage de la semelle type.

### I.3 Fondation sous potelet :

#### X.3.1 Dimensionnement de la semelle :

La surface de la platine du potelet

$$S = a \times b \text{ avec } L_p = 45\text{cm et } B_p = 30\text{cm}$$

$$S = 45 \times 30 = 1350\text{cm}^2$$

La semelle est soumise à un effort normal

$$N_{sd} = 60,05\text{KN} = 6005\text{dan.}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \Rightarrow A = 1,5B$$

$$\dagger_c = \frac{Nsd}{A \times B} = \frac{Nsd}{1,5 \times B^2} \leq \dagger_{sol} \text{ avec } \dagger_{sol} = 1,3 \text{ dan/cm}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{6005}{1,5 \times 1,3}} = 63,87 \text{ cm}$$

Soit  $B = 80 \text{ cm}$ , d'ou  $A = 1,5 \times 80 = 120 \text{ cm}$

- Hauteur de la semelle :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{120-45}{4} = 18,75 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{80-30}{4} = 12,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$d \geq 18,75 \text{ cm}$$

On prend  $d=20 \text{ cm}$

• L'enrobage :

$$C = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = d + C = 25 \text{ cm}$$

$$\text{on a } \frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 8,33 \leq h_p \leq 12,5 \text{ cm}$$

Soit  $h_p=10 \text{ cm}$

On doit vérifier que :

$$\dagger_c = \frac{Ne}{s} \leq \dagger_{sol}$$

$$\text{Avec : } Nt = Nsd + Ps$$

$$Ps : \text{ poids de la semelle} = x \times Vs$$

$$Vs : \text{ volume de semelle}$$

$$x = 2500 \text{ dan/cm}^3$$

$$Vs = A \times B \times h_t$$

$$Vs = 0,24 \text{ m}^3$$

$$Ps = 2500 \times 0,24 = 600 \text{ dan}$$

$$Nt = 6005 + 600 = 6605 \text{ dan}$$

D'ou :

$$\dagger_c = \frac{6605}{120 \times 80} = 0,688 \text{ dan/cm}^2 < \dagger_{sol} = 0,8 \text{ dan/cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

**X.3.2 Calcul des armatures :**

$$F_x = \frac{N_t(A-a)}{8d} = \frac{6605(120-45)}{8 \times 20} = 3096,09 \text{ dan}$$

$$F_y = \frac{N_t(B-b)}{8 \times d} = \frac{6605(80-30)}{8 \times 20} = 2476,87 \text{ dan}$$

$$\frac{F_x}{\uparrow_s} = A_x = \frac{3096,09}{\frac{4000}{1,15}} = 0,89 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } \overline{\uparrow}_s = \frac{fe}{x_s}$$

$$\frac{fy}{\uparrow_s} = A_y = \frac{2476,87}{\frac{4000}{1,15}} = 0,712 \text{ cm}^2$$

-condition de non fragilité

$$A_x \geq A_{x \min}$$

$$A_y \geq A_{y \min}$$

$$\text{Avec : } F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}, fe = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{x \min} = 0,23 \left( \frac{F_{t28}}{fe} \right) A \times d = 0,23 \left( \frac{2,1}{400} \right) 120 \times 20$$

$$A_{x \min} = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 0,23 \left( \frac{F_{t28}}{fe} \right) B \times d = 0,23 \left( \frac{2,1}{400} \right) 80 \times 20$$

$$A_{y \min} = 1,932 \text{ cm}^2$$

$$\text{On : } \begin{cases} A_{x \min} > A_x \Rightarrow A_x = A_{x \min} = 2,90 \text{ cm}^2 \\ A_{y \min} > A_y \Rightarrow A_y = A_{y \min} = 1,93 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Dans le plan x x', prend  $4\phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 30 cm entre deux barres

Dans le plan yy', on prend  $3\phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

avec un espacement de 20 cm entre deux barres

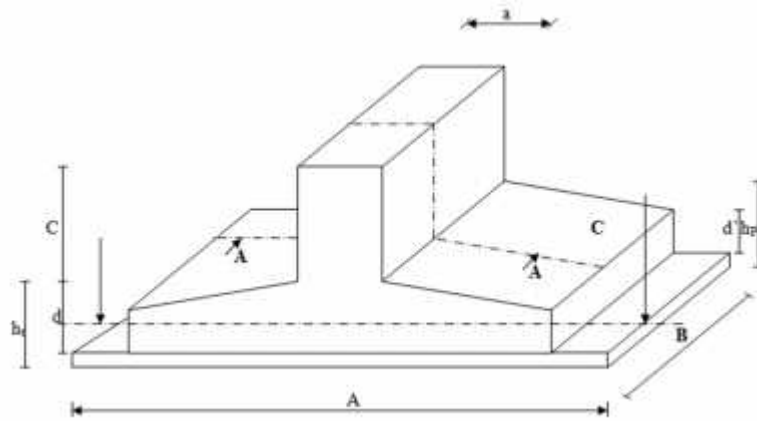


Figure X.4 : les dimensions de la semelle de potelé

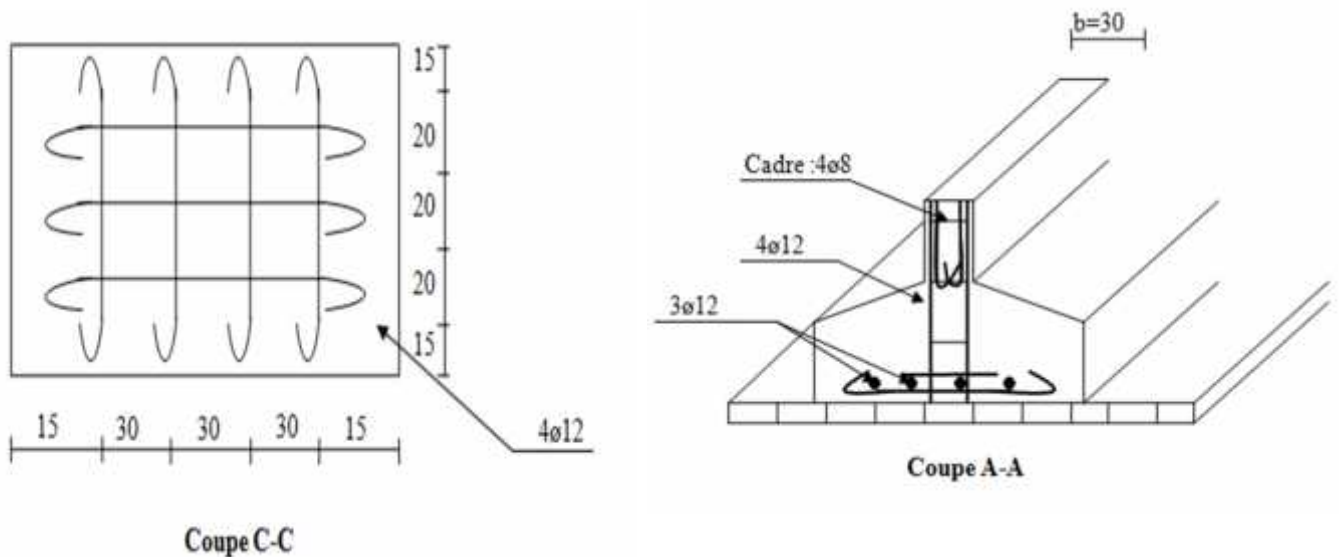


Figure X.5 : détail de ferrailage de la semelle de potelé

#### X.4 Calcul des longrines :

##### X.4.1 Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

##### X.4.2 Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie  $S_2$  et  $S_3$

30 cm x 30 cm : site de catégorie  $S_4$

Pour notre cas site  $S_3$  on optera pour des longrines de section : ( 25x30)  $\text{cm}^2$

**X.4.3 Ferrailage :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left( \frac{N}{r} \right) \geq 20kN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_u^{\max}$  : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$= 10 \text{ (zone III, site } S_3)$$

$$ELU \rightarrow N_t = \left( \frac{130,95}{10} \right) = 13,09kN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left( \frac{79}{10} \right) = 7,9kN$$

$$A_s = \frac{N_t}{f_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{13,09 \times 10^{-3}}{348} = 0,37cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{7,9 \times 10^{-3}}{201} = 0,39cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 25$$

$$A_{\min} = 4,5cm^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

Soit **6HA12**, avec  $A_s = 6,78cm^2$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{25 \times 30 \times 2,1}{400} = 3,95$$

$$3,95cm^2 < 6,78cm^2 \quad \text{est vérifié}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$q_s = \frac{79}{12} = 6,58kN / ml$$



La plus grande portée est :  $l=12\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{1200}{200} = 6\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56250\text{cm}^4$$

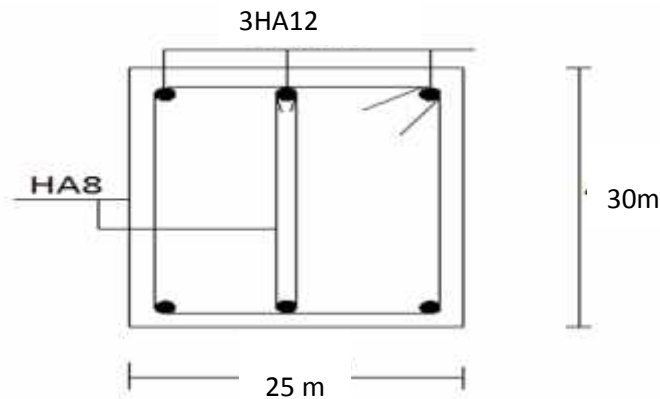
$$f = \frac{5 \times 6,58 \times (1200)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 56250} = 4,785 < 6\text{cm} \text{ Vérifiée}$$

➤ **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à :  $\min(20\text{ cm}, 15)$

$$S_t < (20\text{cm}, 15 \times 0,8) = 12\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.



**Figure X.6 :** Schéma de ferrailage des longrines.

## X.5 Le fûts :

### X.5.1 Introduction :

Les fondations sont ancrées à l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $(90 \times 60)\text{ cm}^2$ .

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera menue en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

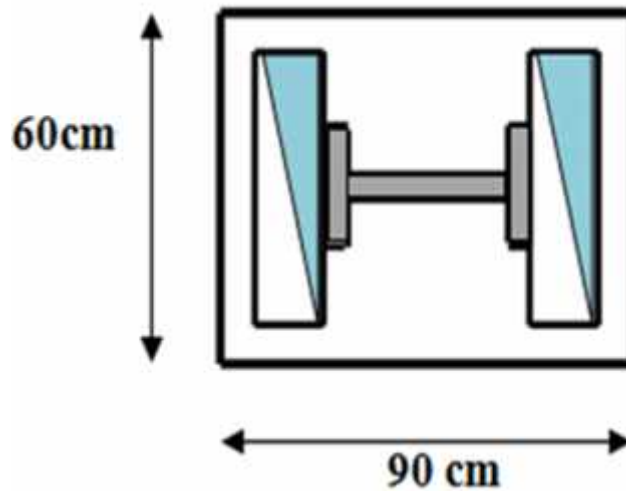


Figure X.7 : section du fut à ferrailer.

**X.5.2 Ferrailage des futs :**

On a : 
$$\begin{cases} N_u = 267,20\text{KN} \\ M_u = 28,34\text{KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,106\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,9}{6} = 0,15\text{m}$$

$e < \frac{h}{6} \Rightarrow$  la section est entièrement comprimée

$$M_{uA} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 28,34 + 267,20 \left( 0,85 - \frac{0,9}{2} \right) = 135,22\text{kN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 267,20(0,85 - 0,05) - 135,22 = 78,54\text{kN.m} \dots \dots \dots (I)$$

$$(0,337 \times d - 0,81 \times d') b \times h \times f_{bu} = 2165,44\text{kN.m} \dots \dots \dots (II)$$

$(I) < (II) \Rightarrow A = 0$

$$A' = \frac{N_u - \xi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\text{Avec : } \xi = \frac{0,357 + \left( \frac{N_u (d - d') - M_{uA}}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} = 0,469$$

D'ou  $A' = -83,22\text{cm}^2 < 0 \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{s,\min}$

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s,\min} = 0,9\% b \times h = 48,6\text{cm}^2$$

$$\text{Le choix de la section est : } A_{s,\min} = 7\text{HA}14 + 18\text{HA}18 = 56,55\text{cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

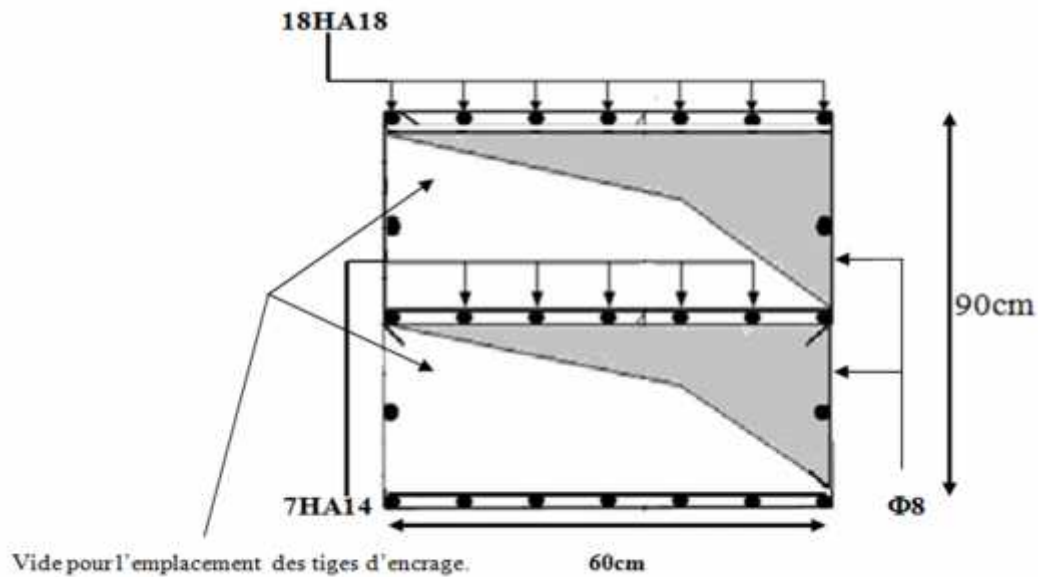
Soit deux cadres et une épingle de diamètre 8 dont l'espacement max est donné par le RPA

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10w_1\right) = 14\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 14\text{cm}$$



**Figure X.8** Schéma de ferrailage des futs.

*Chapitre XI :*  
**Vérification de l'ensemble**

**XI.1 Introduction:**

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

Moments résistants (stabilisateurs)      moments renversants.

$$M_{st} \quad M_R$$

**XI.2 Détermination des moments renversants ( $M_R$ ) :**

**XI.2.1. Cas du vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale ( $F_H$ )
- Une composante verticale ( $F_V$ )

**a) Vent sur façade principale :**

**a-1) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ( $C_{pi}=-0,5$ )**

zone	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	158,55	300	47,565	0	0	10	5
E	-422,82	300	-126,846	0	30	10	5
F	-1617,87	7,2	0	-11,648	1,2	10	-
G	-1717,05	7,2	0	-12,362	1,2	10	-
H	-601,278	57,6	0	-34,633	6	10	-
I	-688,06	144	0	-99,080	-	10	-
$F_r$ (toi)	-	-	0	-	-	-	-
$F_r$ (par)	-	-	14,58	-	-	-	-
			$F_H=-64,701$	-	15	5	5
			-	$F_V=-157,723$	12	5	-

**Tableau XI.1:** Vent sur la façade principale  $C_{pi}=-0,5$ .

Calcul de  $M_R$  :

$$M_R /_{xx} = F_V \times Y = -788,61 \text{KN.m}$$

$$M_R /_{yy} = F_V \times X + F_H \times Z = -2216,18 \text{KN.m}$$

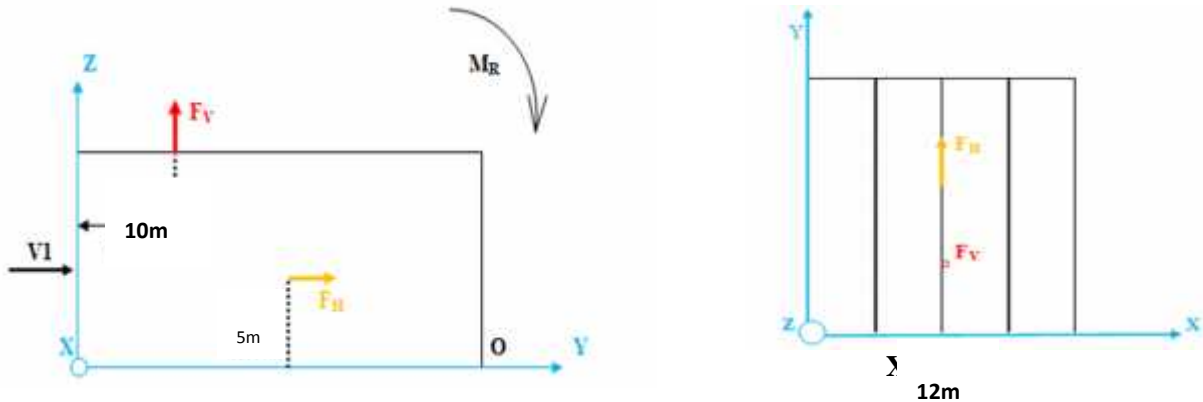


Figure XI.1: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure.

a-2) Vent sur façade principale avec surpression intérieure ( $C_{pi}=+0,8$ )

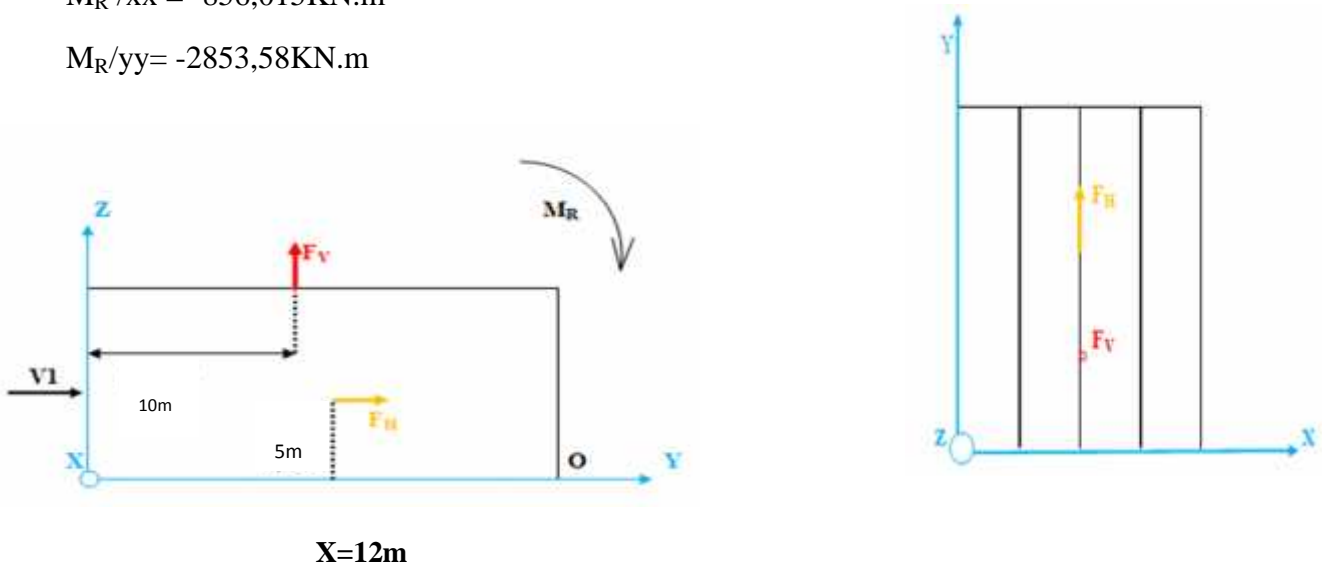
zone	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	300	0	0	0	10	5
E	-581,37	300	-174,411	0	30	10	5
F	-1803,83	7,2	0	-12,987	1,2	10	-
G	-1903,01	7,2	0	-13,701	1,2	10	-
H	-787,24	57,6	0	-45,345	6	10	-
I	-874,02	144		-125,858	-	10	
$F_r$ (toi)	-	-	0	-	-	-	-
$F_r$ (par)	-	-	14,58	-	-	-	-
			$F_H=-159,83$	-	15	5	5
			-	$F_V=-171,203$	12	5	-

Tableau XI.2 : Vent sur la façade principale  $C_{pi}=+0,8$ .

Calcul de  $M_R$ :

$M_R /_{xx} = -856,015\text{KN.m}$

$M_R /_{yy} = -2853,58\text{KN.m}$



**Figure XI.2 :** Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade principale avec surpression intérieure.

**B) Vent sur façade secondaire:**

**b-1) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur ( $C_{pi} = -0,5$ )**

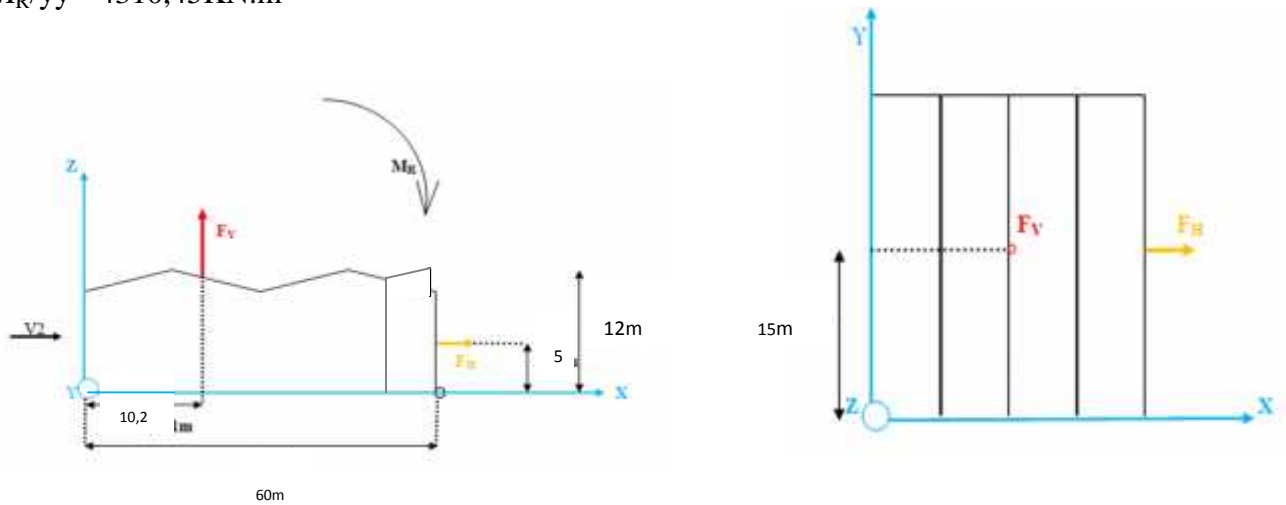
zone	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	167,67	600	100,602	0	0	15	5
E	-447,12	600	-268,272	0	60	15	5
F	-550,62	14,4	0	-7,928	<b>2,4</b>	15	-
G	-340,86	43,2	0	-14,725	2,4	15	-
H	-26,22	828	0	-21,710	27,2	15	-
I	-327,75	828	0	-271,377	32,5	15	
J	-327,75	72	0	-23,598	29,4	15	
$F_r$ (toi)	-	-	0	-	-	-	-
$F_r$ (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H = -167,67$	-	30	-	5
			-	$F_V = -339,338$	10,232	15	-

**Tableau XI.3 :** Vent sur la façade secondaire  $C_{pi} = -0,5$

Calcul de  $M_R$  :

$M_R /xx = -5090,07\text{KN.m}$

$M_R /yy = -4310,45\text{KN.m}$



Vue à Y=15m

Figure XI.3 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec dépression intérieure

b-2) Vent sur la façade secondaire avec surpression intérieur ( $C_{pi}=+0,8$ )

zone	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	600	0	0	0	15	5
E	-614,79	600	-368,874	0	60	15	5
F	-1402,77	14,4	0	-20,199	2,4	15	-
G	-1193,01	43,2	0	-51,538	2,4	15	-
H	-825,93	828	0	-683,870	27,2	15	-
I	-1179,9	828	0	-976,957	32,5	15	-
J	-1179,9	72	0	-84,952	29,4	15	-
$F_r$ (toi)	-	-	0	-	-	-	-
$F_r$ (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H=-368,87$	-	30	-	5
			-	$F_V=-1817,51$	10,323	15	-

Tableau XI.4: Vent sur la façade secondaire  $C_{pi}=+0,8$



**Calcul de  $M_R$  :**

$$M_R /xx = -27262,65 \text{ KN.m}$$

$$M_R /yy = -20606,50 \text{ KN.m}$$

**XI.2.2 Cas du séisme :**

Suite a la légèreté de la structure la charge sismique est négligeable devant la charge du vent c'est pour cela que la structure est soumise à un moment de renversement du au vent plus défavorable que le séisme. Ce dernier est alors négligé dans les calculs

**XI.2.2.1 Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :**

➤ Poids de la structure :

$$P_T = 1793,02 \text{ KN} \text{ (chapitre de l'étude sismique)}$$

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 1793,02 \times 30 = 53790,6 \text{ KN.m}$
- $M_{st/yy} = 1793,02 \times 15 = 26895,3 \text{ KN.m}$

**XI.2.2.2 Vérification au renversement de la structure :**

		$C_{pi}$	$M_R \text{ (KN.m)}$		$M_{St} \text{ (KN.m)}$	
			/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur la façade principale ( $V_1$ )	-0,5	788,61	2216,18	<b>53790,6</b>	<b>26895,3</b>
		+0,8	856,015	2853,58		
	Vent sur la façade secondaire ( $V_2$ )	-0,5	5090,07	4310,45		
		+0,8	27262,65	20606,50		

**Tableau. XI.5 :** Vérification au renversement de la structure.

### **Conclusion :**

Les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, il n'y a donc pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

***Conclusion***

L'étude de ce projet nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur.

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que SAP2000 ou AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.
- Les possibilités d'erreurs sont nombreuses, et peuvent se situer à différents niveaux, notamment durant la modélisation, et c'est difficile de s'en apercevoir.
- La bonne conception des assemblages est primordiale pour la stabilité des structures métalliques néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'un assemblage trop rigide et surdimensionné.
- Le rôle très important que jouent les dispositions constructives dans le comportement dynamique de la structure.
- Le projet s'est fixé comme objectif la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constituent la principale règle dans le domaine du génie civil.