

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA - BOUMERDES



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE MECANIQUE

Mémoire de fin d'études

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

OPTION : STRUCTURES METALLIQUES

Thème

*Dimensionnement d'un bâtiment industriel à 02 halls
avec 02 ponts roulants de 10 Tonnes et deux blocs
administratifs (R+2)*

Réalisé par :

Mr. Benyoucef Youcef

Mr. Sadaoui Adel

Promoteur :

Mr. Meskine Mohamed .

Encadreur :

Mr. Mezrag Mustapha

2016-2017



Dédicace :

Merci ALAH, pour vous m'avez donné la possibilité d'écrire, de penser et la patience jusqu'à aujourd'hui.

Je dédie ce travail à mon Roi, qui s'est fatigué le long de cette vie pour moi et m'a énormément soutenu pour atteindre ce stade. Vous avez toute l'appréciation et le respect et l'amour, Merci VAVA.

A celle qui s'est donnée a fond au fil des années et qui a enduré beaucoup. Celle qui m'a donné toute son attention depuis que je suis né, et m'a soutenu dans toutes mes démarches. Toute l'appréciation et le respect et l'amour pour vous, Ma Reine, Merci YEMMA.

Je dédie aussi ce travail a :

Mes sœurs,

Mon cher frère : Massi

Mes oncles et mes tantes ainsi que leurs familles

Toute la famille sadaoui

Mon cher binôme : youcef et sa famille benyoucef.

A groupe : MSM15.

En exception : Sid Ali, Smail, Amine , Bilal et Dahmane

Zineb lynda manel

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

.....adel



Dédicace :

Merci ALAH, pour vous m'avez donné la possibilité d'écrire, de penser et la patience jusqu'à aujourd'hui.

Je dédie ce travail au mon Roi, qui est fatigué de la longueur de cette vie pour moi et m'a soutenu pour atteindre ce stade. Vous avez tous l'appréciation et le respect et l'amour, Merci VAVA.

A celle qui s'est donnée a fond au fil des années et qui a enduré beaucoup. Celle qui m'a donné toute son attention depuis que je suis né, et m'a soutenu dans toutes mes démarches. Toute l'appréciation et le respect et l'amour pour vous, Ma Reine, Merci YEMMA.

Je dédie aussi ce travail a :

Ma grande mère

Mes sœurs ; Fatima ; Sadjia

Mon frère : Khaled

Et sa femme : Yasmine

Et les petits enfants : Zakaria ; Islam ; Assia

Mes oncles et mes tantes ainsi que ses familles

Toute la famille Benyoucef

Mon cher binôme : Adel et sa famille Sadaoui.

A groupe : MSM15.

En exception : Sid Ali, Smail, Amine , Bilal et Dahmane

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

.....youcef

Remerciement

Merci ALAH, pour vous nous avez donné la possibilité d'écrire, de penser et la patience jusqu'à aujourd'hui.

Nous tenons à exprimer tous nos remerciements et notre gratitude à toutes les personnes qu'ont contribuées d'après ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons également à remercier :

Mes parents pour leur contribution à chaque travail que j'ai effectué.

Notre promoteur : Mr Meskine pour ces conseils et l'encouragement pendant la durée de notre travaille

Notre encadreur : Mr mezrag mustapha pour son aide ; Mr mezioud samir ;

Mr mechoukene amine ; Mr bouazza khelifa et kamel et tout le groupe de SIDEM

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Mécanique et spécialement ceux de Construction métallique.

Le groupe MSM15

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de juger ce mémoire.



SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation du projet

I.	I-1-Introduction générale:.....	2
II.	I-2- Présentation de sujet :.....	3
	a. Implantation	3
	b. Les dimensions géométriques :.....	3
III.	I-3- Règlement et matériaux utilisés :	7
	1. I-3-1-Règlements utilisés :	7
	2. I-3-2-Eléments structuraux :.....	7
	a. I-3-2-1-Eléments principaux de la structure :.....	7
	b. I-3-2-2- Les éléments secondaires :	8
	3. I-3-2- Matériaux utilisés :.....	8
IV.	I-4- Stabilité d'ensemble :	9
	1. Atelier industriel :.....	9
	a. Portique :.....	9
	b. Palée de stabilité verticale :.....	9
	2. Bloc administratif :.....	9
	a. Portique :.....	9
	b. Plancher collaborant:.....	9
	c. Palée de stabilité verticale :	9
V.	I-5- Organes d'assemblages :	9
VI.	I-6- Logiciels utilisés :.....	9

Chapitre II : Etude climatique

II-1-Introduction :.....	10
II-2-Etude de neige :.....	10
II-3-Etude du vent :	11
II-3-1-Calcul du coefficient dynamique C_d :.....	12
II-3-2- Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :.....	12
Calcul de pression dynamique de référence (q_{ref}):.....	12
Calcul de C_e :.....	13
II-3-3- Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe} :	14
II-3-4- Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi} :	19

1 ^{er} cas : Les deux portes sont fermées :.....	19
2 ^{ème} cas : Les deux portes ouvertes : $C_{pi} = -0.5$	21
3 ^{ème} cas : Les portes partiellement ouvertes : $C_{pi} = 0.15$	23
II-4- Détermination de la force de frottement :	24
II-5-Conclusion:	25

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III-1- Introduction :	26
III-2- Les pannes :	26
III-2-1 Dimensionnement des pannes pour l'Atelier :.....	26
III-2-1-2 Détermination de la section de la panne pour l'Atelier :.....	26
III-2-1-3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :	28
III-2-1-4 Vérification de la flèche : (ELS)	29
III-2-1-5 Vérification a l'effort tranchant :.....	29
III-2-1-6 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :.....	30
III-2-1-7 Vérification au déversement :.....	30
III-2-2 Dimensionnement des pannes pour le bloc :	31
III-2-2-1 Détermination de la section de la panne pour le bloc :	32
III-3- Les lisses de bardage :	33
III-3-1 Dimensionnement des lisses :.....	33
III-3-2 Détermination de la section de la lisse :	33
III-3-3 Combinaison des charges (ELS ; ELU) :.....	34
III-3-4 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :	35
III-3-5 Vérification à l'effort tranchant :.....	36
III-3-6 Vérification de la flèche (ELS) :.....	36
III-3-7 Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes :	37
III-3- Les potelets	38
III-3-1 Détermination des sollicitations :.....	38
III-3-2 Dimensionnement des potelets :	38
III-3- 3 Evaluation des charges:	39
Détermination de la section de potelet :	39
Les charges variables :	39
Les charges permanentes:.....	39
Les combinaisons des charges :.....	39

III-3-4 Vérification à la flèche :	39
III-3-5 Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)	40
III-3-6Vérification de la résistance au moment fléchissant et l'effort axial :	41
III-3-7 Vérification de l'effort axial de compression:	41
III-3-8 Vérification de la résistance au flambement :	41
III-4- Conclusion :	43

Chapitre IV : Planchers mixtes

V-1-Introduction :	44
V-2-Définition	44
V-3- Disposition des solives	44
V-4-Caractéristiques des éléments constructifs :	45
Acier :	45
Le béton :	46
V-4-1: Vérification au stade de montage :	46
Détermination des sollicitations :	46
Charges permanentes :	46
Surcharge d'exploitation :	46
Charge à E.L.S :	46
Charge à E.L.U:	47
V-4-1-1-Vérification de la flèche :	47
V-4-1-2-Vérification au cisaillement (IPE 200) :	47
V-4-1-3-Vérification de la résistance :	48
V-4-2- Vérification au stade de final :	48
Détermination des sollicitations :	48
Charges permanentes :	48
Surcharge d'exploitation :	48
Charge à E.L.S :	48
Charge à E.L.U:	49
Calcul de la largeur participante du béton :	49
La position de l'axe neutre :	49
Le moment d'inertie :	50
Le moment fléchissant max :	50
Les contraintes de flexion :	50

Dans l'acier (IPE 200).....	50
Dans le béton :.....	51
V-4-2- 1- Vérification de l'effort tranchant :	51
V-4-2-2-Vérification de la flèche :.....	51
V-4-3- Contraintes additionnelles de retrait :.....	52
Calcul:	52
Dans l'acier (IPE 200) :.....	53
Dans le béton :.....	53
Cumul des contraintes :.....	53
Dans l'acier (IPE200) :.....	53
Dans le béton :.....	53
V-5- Calcul des connecteurs :	54
V-5-1- Généralités :.....	54
V-5-2-Le nombre de goujons et l'espacement :	54
V-5-3-Calcul de la résistance d'un connecteur <i>prd</i> :.....	55
V-5-4-Calcul de la résistance d'un plancher FRd :	55
V-5-5-L'espacement des goujons :.....	56
V-6-Conclusion :	57

Chapitre V : Escalier

IV-1-Introduction :	58
IV-2- Choix des dimensions :.....	58
IV-3- Dimensionnement des supports des marches :	60
IV-3-1-Déterminations des sollicitations :	60
IV-3-2- Pré dimensionnement des supports :.....	61
IV-3-3-Vérification de la flèche a l'ELS :.....	61
IV-3-4-Condition de la résistance a l'ELU :	62
V-3-5- Vérification à l'effort tranchant.....	62
IV-4- Dimensionnement du limon:	62
IV-4-1-Déterminations des sollicitassions :	62
IV-4-2-Vérification de la flèche a l'ELS :.....	64
IV-4-3-Vérification de la résistance a l'ELU :	64
IV-4-3-1-Vérification de moment fléchissant :.....	64
IV-4-3-2-Vérification à la compression :	65
IV-4-3-3-Vérification à l'effort tranchant :.....	65

IV-5- Dimensionnement du palier de repos :	65
IV-5-1- La tôle:	65
IV-5-1-1-Déterminations des sollicitations :	66
IV-5-1-2-Vérification de la flèche a l'ELS :	66
IV-5-2- La solive de palier de repos :	67
IV-5-2-1-1-Déterminations des sollicitations :	67
IV-5-2-1- 2-Pré dimensionnement de la solive :	68
IV-5-2-1-3-Vérification de la flèche a l'ELS :	68
IV-5-2-1-4-Vérification de la résistance a l'ELU :	69
IV-5-2-2-1-5-Vérification à l'effort tranchant	69
IV-5-3- La poutre d'appuis des limons :	70
IV-5-3-1-Déterminations des sollicitations :	70
IV-5-3-2-Vérification de la flèche à l'ELS :	71
IV-5-3-2-Vérification de la résistance à l'ELU:	72
IV-6- Conclusion :	73

CHAPITRE VI : Chemin de roulement

VI.I -Introduction	74
Définition :	74
VI.II.2 - Caractéristiques moyennes des ponts roulants courants	74
-Caractéristiques géométrique de pont roulant :	75
-Charges et vitesses :	75
- Classement des ponts roulants :	76
Coefficients :	76
VI.II.3 - Calcul de la poutre de roulement PDR :	76
- Réactions aux galets d'un pont roulant :	76
A - Charges verticales :	76
B -Charge horizontale longitudinale :	77
C -Charge horizontale transversale :	77
C. 1 - Palan au milieu de la portée du pont :	77
C. 2 - Palan à distance minimale du chemin de roulement :	77
VI.II.4 – Pré dimensionnement de la poutre de roulement :	78
-Condition de la flèche :	79
-Choix du rail :	79

-Les charges supportent par la PDR	80
VI.II.5 - Vérification de la flèche verticale pour HEA360 :.....	80
A-Charge répartie :.....	80
B-Charge roulante :.....	80
VI.II.5.1 - Vérification de la flèche verticale pour HEA400 :.....	81
A-Charge répartie :.....	81
B-Charge roulante :.....	81
VI.II.6- Vérification de la flèche horizontale :.....	81
VI.II.7-Vérification sous charge verticale :.....	81
A- Vérification à l'état limite ultime (flexion) :.....	81
B-Moment maximale du au poids (HEA400+A55) :.....	82
C-Vérification de l'effort tranchant :.....	82
VI.II.8-Vérification sous charge horizontale :.....	83
A- vérification à l'état limite ultime (flexion) :.....	83
B-Vérification de l'effort tranchant :.....	84
C-Résistance de l'âme au voilement par cisaillement :.....	84
VI.II.9-Resistance des âmes aux charges transversales :.....	84
A-La résistance de l'écrasement :.....	84
B-La résistance a l'enfoncement local :.....	85
C-Résistance au voilement :.....	85
D-Déversement :.....	85
VI.III-Conclusion	86

Chapitre VII : Etude sismique

I. Introduction :.....	89
II. Principe de calcul :.....	89
III. Forces sismiques conformément à RPA 99 versions 2003 :.....	89
IV.Méthodes utilisables du calcul:.....	89
-Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	89
-Calcul de l'effort tranchant V à la base:.....	90
-L'action sismique:.....	90
-Coefficient d'accélération de la zone A :.....	90
-Coefficient de comportement R:.....	91
-Facteur de qualité Q :.....	91
V. Poids total de la structure W :.....	91

VI. Evaluation des actions variables :	93
- Calcul de l'effort tranchant par la méthode dynamique modale spectrale.....	94
-Sens transversal :.....	94
-Sens longitudinal :.....	94
-calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente	94
-Sens transversal :.....	94
-Sens longitudinal :.....	94
VII. Distribution de la force sismique :.....	94
VIII. Répartition de la force sismique sur les étages :	95
-Répartition des efforts entre les portiques :	95
-Centre de masse	95
-Centre de torsion.....	96
-Excentricité	96
-Sens Pignon :.....	98
-Sens Long pan :.....	99
IX. Conclusion :	100

Chapitre VIII : Contreventements et stabilité

VIII-1- Introduction :	101
VIII-2- Contreventement de toiture « poutre au vent » :	101
VIII-2-1-Poutre au vent de la toiture a un versant :	101
VII-2-1-1-Évaluation des efforts horizontaux :.....	101
Les efforts horizontaux.....	102
Calcul des réactions R_A , R_B :	102
VII-2-1-2-Calcul des efforts dans les diagonales :.....	102
VIII-2-1-3-Dimensionnement des diagonales :.....	104
✓ Section des diagonales :	104
✓ Vérification des diagonales à la traction :	104
VII-3-Etude de la palée de stabilité verticale.....	105
VII-3-1- Les forces agissant sur la palée de stabilité :.....	105
✓ Calcul des angles des diagonales	106
✓ Longueur des diagonales :	106
✓ Calcul des réactions :	106
✓ Calcul des efforts intérieurs :	107

VI-5-2-Vérification les diagonales à la traction:.....	107
VI-4- Vérification de la sablière :	108
VII-4-1-Vérification de la résistance.....	109
VII-4-2Vérification au flambement.....	109
VIII-4-Conclusion :	111

Chapitre IX: Etude de portique

IX-1- Introduction :	112
IX-2- Calcul de portique de (l’hangar + 2 mezzanines) :.....	112
IX-2-1- Barres :.....	114
IX-2-2- Nœuds :	115
IX-2-3- Bilan des charges :	116
Charges permanentes :.....	116
Charges d’exploitation :	116
Charges climatiques :	117
Vent perpendiculaire pignon	117
Charge de neige	117
Charge sismique :	118
Charge de pont roulant:.....	118
IX-2-4-Combinaisons d’action :.....	120
IX-2-5- Réactions Repère global.....	122
IX-2-6- Déplacements	122
IX-2-7- Efforts.....	123
IX-2-8- Contraintes	123
IX-4-9- Flèches maximales	124
Les notes de calcul :	124
Pour l’atelier.....	124
Pour le bloc.....	127
IX-3- Conclusion :.....	131

Chapitre X: Etude Des Assemblages

X-1-Généralités :.....	132
X-1-1- Rôle des assemblages :	132

X-1-2- Fonctionnement des assemblages.....	132
X-2-L'attache de la diagonale DCED150×15 avec le poteauHEA650 :.....	132
Disposition des boulons :	133
X-2-1-Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement :.....	133
X-2-2-Résistance de boulon à la traction :	133
X-2-3-Résistance à la pression diamétrale :	134
X-3-Assemblage pannes – traverse :.....	135
X-3-1-Dimensionnement de l'échantignole :	135
X-3-2-Calcul des réactions d'appuis :.....	135
X-3-3-Calcul de moment de renversement :	135
Dimensionnement :	135
X-3-4-Vérification des boulons au cisaillement + traction :.....	136
Boulon (1) :	136
Boulon (2) :	136
L'atelier	137
Pour le bloc.....	162
Conclusion Générale.....	198

Liste des tableaux

Tableau-I-1 : Zone d'implantation de la structure.....	3
Tableau-I-2 : Démenions de la halle	3
Tableau-I-3 : Démenions de bloc administratif.....	6
Tableau-I-4 : Démenions d'escalier (bloc administratif)	6
Tableau-I-5 : Caractéristiques de l'acier	8
Tableau-I-6 : Caractéristiques de l'acier.....	8
Tableau : II-1- Coefficients de forme – toiture a versant multiples	11
Tableau : II-2- Valeurs de la pression dynamique de référence.....	12
Tableau : II-3- Définition des catégories de terrain	13
Tableau : II-4- Valeurs de Q_{dyn} pour chaque niveau	14
Tableau : II-5- C_{pe} pour les parois verticales (long pan)	15
Tableau : II-6- C_{pe} pour les parois verticales (pignon)	16
Tableau : II-6- C_{pe} pour la toiture a un versant vent de direction $\theta=90^\circ$	17
Tableau : II-7- C_{pe} pour la toiture a versants multiples vent suivant de direction $\theta=0^\circ$	17
Tableau III-1 : Les combinaisons des charges YY'(ELS).	27
Tableau III-2 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).	27
Tableau III-3: Caractéristique et dimension d'IPE140.....	28
Tableau III-4 : Les combinaisons des charges YY'(ELU).....	28
Tableau III-5: Les combinaisons des charges ZZ'(ELU).....	28
Tableau III-6 : Les combinaisons des charges YY'(ELS).	28
Tableau III-7 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).	29
Tableau III-8 : Les combinaisons des charges YY'(ELS).	32
Tableau III-9 : Les combinaisons des charges ZZ'(ELS).	32
Tableau -V-1- Caractéristiques de l'IPE 200	46

Tableau IV-1 : Caractéristique et dimension L 45×45×4.5.....	61
Tableau IV-2 : Caractéristique et dimension UPN 160.....	64
Tableau IV-3 : Caractéristique et dimension IPE 80.....	68
Tableau IV-5 : Caractéristique et dimension IPE 200.....	71
TAB VI.1 : Caractéristiques de pont roulant	75
TAB VI.2: Caractéristiques de pont roulant.....	75
TAB VI.3 : Classements des ponts roulant	76
TAB VI.4 : Valeur des coefficient d'adhérence et de majoration dynamique des reaction.....	76
TAB VI.5 : Réaction des galets d'un pont roulant en charge.....	78
TABVI.7 : Caractéristiques de rail.....	79
TABVI.8 : Caractéristiques de rail.....	80
Tab. VI -1 : Les valeurs des pénalités	91
Tab. VI -2 : La charge permanente pour le niveau 1	92
Tab. VI -3 : La charge permanente pour le niveau 2.....	92
Tab. VI -4 : La charge permanente pour le niveau 3.....	92
Tab. VI -5 : La charge permanente pour le niveau 4.....	93
Tab. VI -6 : La charge permanente pour le niveau 5.....	93
Tab. VI -6 : La force sismique globale V	95
Tab. VI -7 : Distribution de la force sismique sur les files.	98
Tab. VI -8 : Distribution des forces sismiques sur les files.....	99
Tab VII.2: Caractéristiques et dimensions de HEA160	108
Tab-IX-1- Données des barres	114
Tab-IX-2- Données des nœuds.....	115
Tab-IX-3- symbole des charges	115

Tab-IX-4- Combinaisons d'action.....	120
Tab-IX-5- Valeur des réactions.....	122
Tab-IX-6- Déplacements des nœuds.....	122
Tab-IX-7- Valeurs des efforts	123
Tab-IX-8- Valeurs des contraintes	123
Tab-IX-9- Flèches maximales	124

Liste des figures

Figure I-1- Vue en 3D (atelier industriel)	4
Figure I-2- Vue en élévation pignon (atelier industriel).....	4
Figure I-3- Vue en élévation long pan (atelier industriel).....	5
Figure I-4- Vue en plan toiture (atelier industriel).....	5
Figure I-5- Vue en élévation pignon (bloc administratif)	7
Figure I-6- Vue en élévation long pan (bloc administratif).....	7
Figure II-1- Coefficients de forme – toiture a versant multiples.....	10
Figure II-2 : Valeurs de C_d pour les structures métallique.....	12
Figure II-4 : Légende pour les parois verticales (pignon).....	15
Figure II-3 : Légende pour les parois verticales.....	15
Figure II-5 : Légende pour les toitures a un versant.....	16
Figure II-6 : Légende pour les toitures a un versant.....	17
Figure.II-6 .Vue de toiture.....	18
Figure II-6 . .Vue de toiture.....	18
Figure II-6 : C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures.....	19
Figure III -1 : Disposition d'une panne sur un versant.....	26
Figure. III-2: Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.....	27
Figure. III-3:Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.	32
Figure. III-4: Disposition des lierne	37
Figure -IV-1 : Vue de l'escalier.....	58
Figure- IV-2: Les dimensions de l'escalier.....	59
Figure-IV-3 : Eléments constructif de la marche.....	60
Figure-IV-4: Distribution des charges sur un limon.....	63
Figure-IV-5 : Distribution des charges sur la solive de palier.....	67
Figure VI.1 : Schéma de pont roulant.....	75
Figure VI.2 : disposition des réactions des galets sur la PDR.....	78
Figure VI. 3 : Disposition des efforts sur la poutre de roulement.....	79
Figure VI. 4 : Disposition des efforts sur la poutre de roulement.....	82
Figure VI. 5 : Disposition des efforts sur la poutre de roulement.....	84
Figure.VIII.1. Disposition des efforts sur la poutre au vent.....	101
Figure.VIII-2-Schéma de palée de stabilité verticale.....	105
Figure.VIII.4: Représentation des efforts dans la sablière	108
Figure. -IX-1- Vue en plan.....	113

Figure -IX-2- Vue de pignon file 12	113
Figure. -IX-3- Vue de long pan file F	113
Figure. -IX-4- Distribution des charges permanentes	116
Figure. -IX-5- Distribution des charges d'exploitation	116
Figure. -IX-6- Distribution des charges due au vent sur la structure	117
Figure. -IX-7- Distribution des charges de neige sur la toiture.....	117
Figure. -IX-8- Distribution des charges sismiques sur la structure	118
Figure. -IX-9- Distribution des charges de pont roulant sur la structure.....	120
Figure - X-1: Attache diagonale de stabilité verticale en (X)	131
Figure - X-2 : Assemblage panne -traverse.....	134

Notation et symboles

A	Section brute d'une pièce
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_w	Section de l'âme
A_s	Aire de la Section résistante a la traction du boulon
E	Module d'élasticité longitudinale
F	Force en générale
$F_{t,Rd}$	Résistance d'un boulon en traction
$F_{b,Rd}$	Résistance a la pression diamétrale
G	La charge permanente
I	Moment d'inertie
L	Langueur
M_{sd}	Moment fléchissant
M_{Rd}	Moment résistant
M_{pl}	Moment plastique
N_{sd}	effort normal
$N_{t\ sd}$	effort normal de traction
N_{pl}	effort normal plastique
N_u	effort normal ultime
N_j	Force d'adhérence avec le béton
Q	charge d'exploitation
W_{pl}	Module de résistance plastique
W_{el}	Module de résistance élastique
b	Largeur de l'âme
b_{eff}	Largeur efficace
c_i	Coefficients
d	entraxe, diamètre
d_0	diamètre de perçage des trous de boulon
f	flèche d'une poutre
f_y	Limite d'élasticité de l'acier
f_{yb}	Limite d'élasticité d'un boulon
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
h	hauteur
i	Rayon de giration
k_s	coefficient fonction de la dimension des trous de perçage
k_j	facteur de concentration
n	Nombre de boulon
m	Nombre de plants de cisaillement
r_c	rayon de raccordement âme /semelle du poteau
t_w	épaisseur de l'âme
t_f	épaisseur de la semelle

Notation et symboles

t_{wc}	épaisseur âme poteau
t_{fc}	épaisseur semelle poteau
t	épaisseur platine
χ	Coefficient de réduction de flambement
β_w	Facteur de corrélation
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent
$\gamma_{M i}$	Coefficient de sécurité
γ_{Mb}	Coefficient de sécurité de boulon
γ_{MS}	Coefficient partiel de sécurité
λ	Élancement
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit
α	Facteur d'imperfection
μ	Coefficient de frottement
σ	Contrainte normale
τ_e	contrainte limite de cisaillement en élasticité
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier
η	facteurs de distribution
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement

Introduction Générale

La construction métallique constitue une solution technologique important dans tous les domaines (charpente, chaudronnerie, ponts...)

Les avantages des structures métalliques comparées aux autres types de construction sont :

- ✓ Une compétitivité importante.
- ✓ Une haute performance.

L'étude technique du projet consiste a :

- ✓ Concevoir la structure globale de l'ouvrage et d'assurer sa stabilité horizontale et verticale (longitudinale et transversale).
- ✓ Dimensionner les différents éléments : poteaux, poutres, assemblages, appuis.

Pour réaliser l'étude, nous avons entamé notre travail par une étude de l'aménagement de l'aire de stationnement suivie par la conception de la structure et ses stabilités et par la modélisation et l'analyse de la structure sous les différentes actions qu'exercent l'environnement naturel (climat, séisme) et les activités d'exploitation et par le dimensionnement des éléments principaux de cette structure. Pour évaluer l'influence des facteurs environnementaux au études climatique et à l'étude sismique qui ont été effectuées

Par ailleurs l'ouvrage étant en structure métallique et de type non ventilé,

I-1-Introduction:

La charpente métallique est un domaine très large et vaste dans le milieu de la construction car le coût de revient d'une habitation à ossature métallique est nettement inférieur par rapport au coût d'une construction en béton, et l'acier utilisé dans la construction métallique pèse moins lourd et nécessite des murs moins épais et des fondations moins profondes qu'une construction en béton armé, et sa réalisation peut être beaucoup plus rapide que les autres alternatives,

D'autres avantages des structures métalliques sont les suivant :

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

Parmi les inconvénients on peut citer :

- Les possibilités architecturales limitées par rapport aux constructions en béton armé.
- Mauvaise tenue de l'acier au feu cela exige des mesures de protections délicates.
- Nécessité d'entretien régulier, et des éléments contre la corrosion.

Auparavant, la construction métallique présentait peu d'intérêt en Algérie, ce n'est qu'après le séisme de Boumerdes en mai 2003 que l'état a pris conscience du rôle et de l'importance de la construction métallique dans la préservation des vies humaines ainsi que des biens publics.

I-2- Présentation de sujet :

Notre projet nous a été proposé par l'entreprise **SIDEM** . qui consiste à étudier un atelier industriel avec deux pont roulant de 10 T (puissance) plus 2 bloc administratif R+2 (mezzanine), dont la structure est en charpente métallique sur la base des nouveaux règlements techniques algériens et en particulier le règlement parasismique algérien RPA 99 / version 2003.

Le projet intitulé “**étude d'un bâtiment industriel plus deux pont roulant de 10 T plus deux bloc administratif en R+2** ” en charpente métallique implanté a TIPAZA en zone sismique III. Le terrain est plat.

Le cahier des charges de cette structure présente les données suivantes :

- Bloc industriel(atelier) : une hall double chaque hall équipée de deux pont roulant
- Deux blocs administratifs : composé de deux étages pour les bureaux.

a) Implantation

Cette structure est implantée dans la région de TIPAZA, qui est définie dans les règlements algériens :

Tableau-I-1 : Zone d'implantation de la structure

Neige	Vent	Sismique
Zone B	Zone I	Zone III

b) Les dimensions géométriques :

- **Atelier industriel :**

Tableau-I-2 : Démensions de la hall

Atelier industriel	
Hauteur total	H= 19.7 m
Longueur	L= 72 m
Largeur	l= 40 m
Hauteur du poteau (pont roulant)	h= 15m
Hauteur total des poteaux	h=18 m
Distance entre portique	D= 6 m
Toiture a multi versant de pente 'α'	$\alpha = 9.64^\circ$

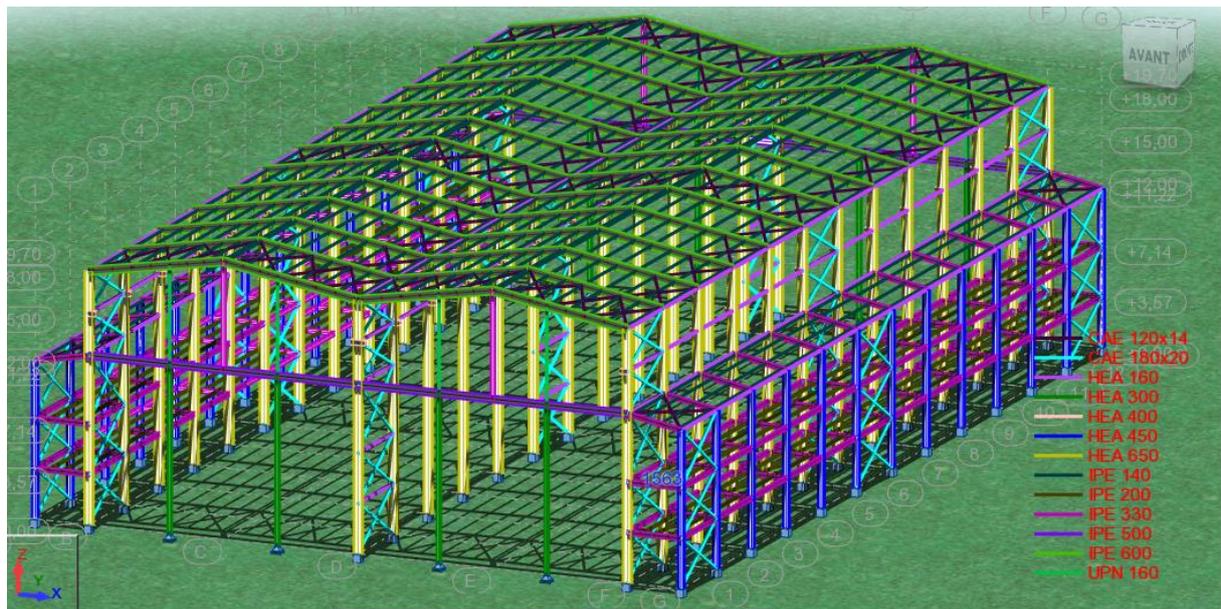


Figure I-1- Vue en 3D (atelier industriel)

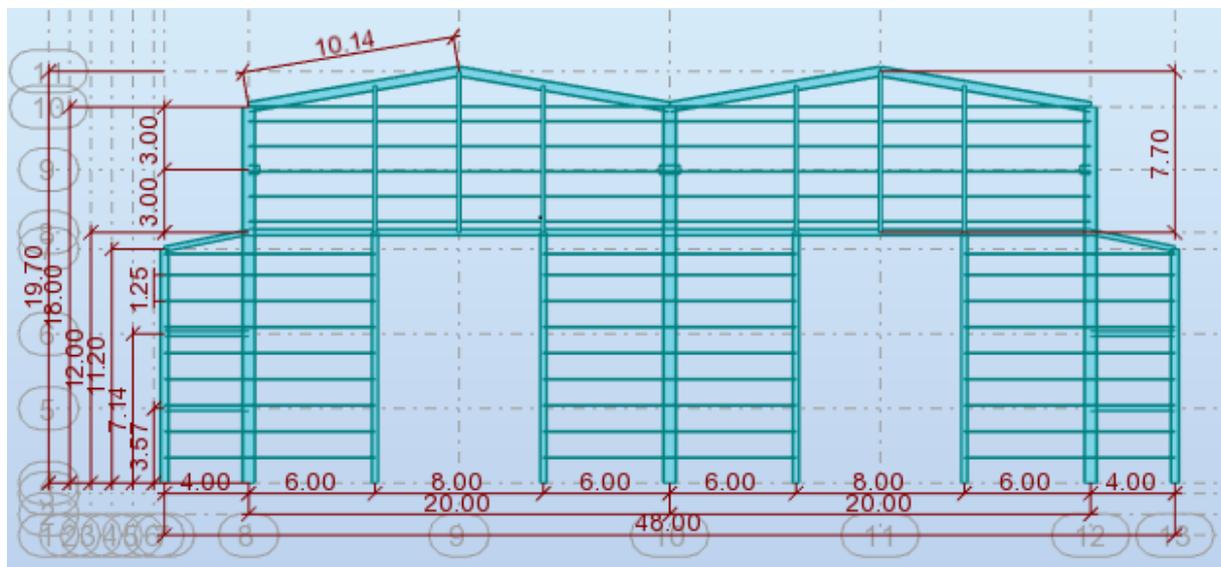


Figure I-2- Vue en élévation pignon (atelier industriel) fille 1

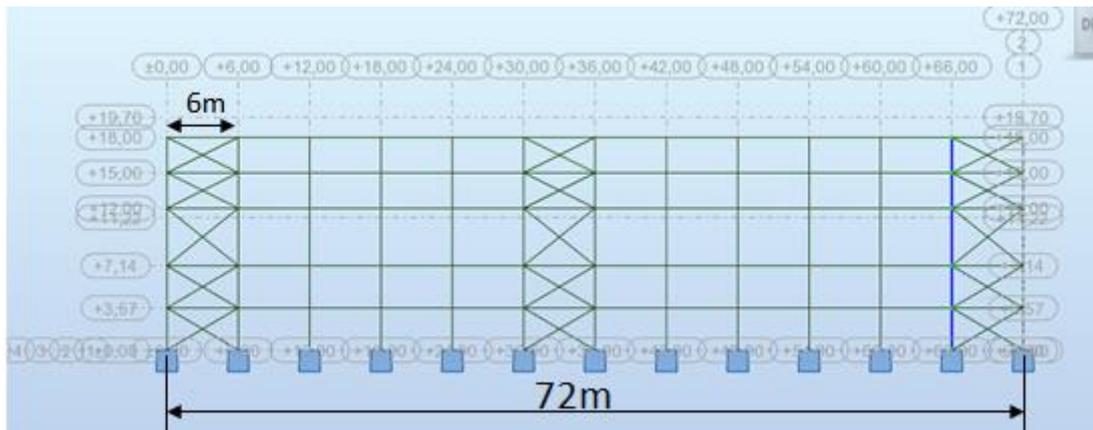


Figure I-3- Vue en élévation long pan (atelier industriel) l'axe E

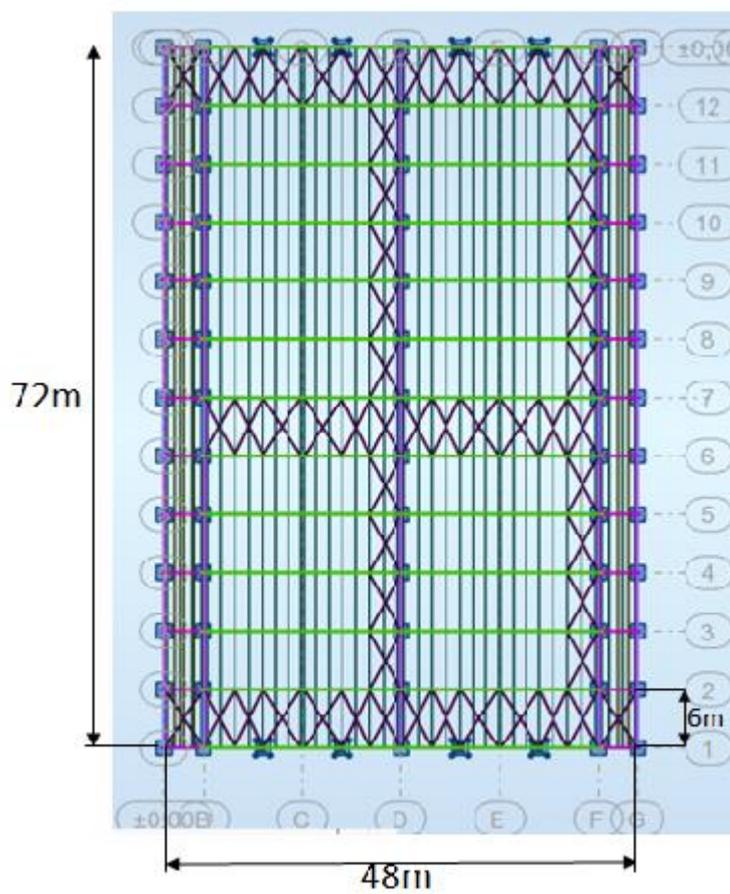


Figure I-4- Vue en plan toiture (atelier industriel)

➤ **bloc administratif (mezzanine) :**

Tableau-I-3 : Démenions de bloc administratif

BLOC ADMINISTRATIF R+2	
Hauteur totale	H= 12 m
Longueur	L= 72 m
Largeur	l=4 m
Hauteur de RDC	h= 3.57m
Hauteur du 1 ^{er} étage	h=3.57 m
Hauteur de 2 ^{eme} étage	h=4.86 m

Tableau-I-4 : Démenions d'escalier (bloc administratif)

L'ESCALIER	
La hauteur	Z= 3.57 m
La largeur	a= 1.60 m
La longueur	b= 1.9 m

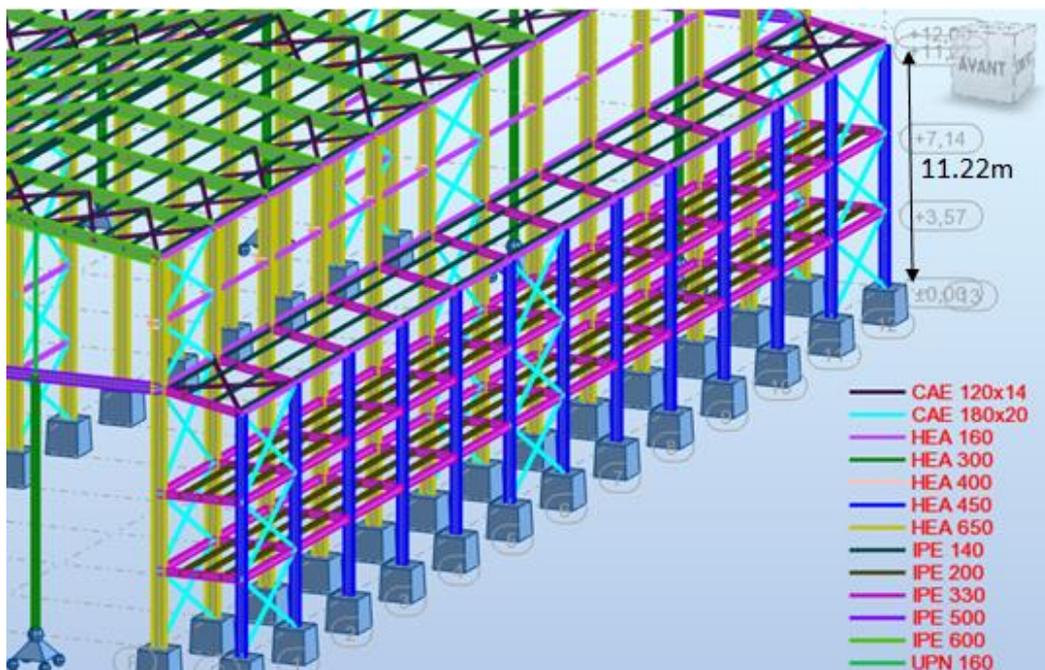


Figure I-5- Vue en 3D (bloc administratif)

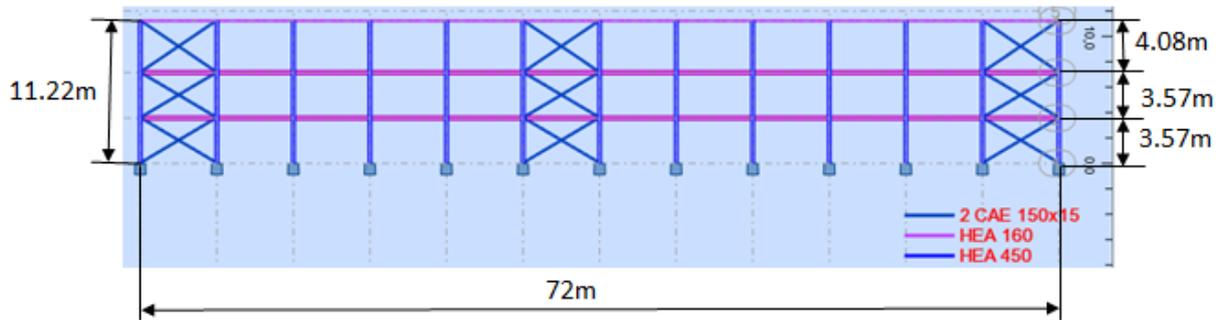


Figure I-6- Vue en élévation long pan (bloc administratif) l'axe G

I-3- Règlement et matériaux utilisés :

I-3-1-Règlements utilisés :

- 1- RNV 99 : pour l'étude climatique.
- 2- RPA 99 / version 2003 : pour l'étude sismique.
- 3- Eurocode 3 : pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique.
- 4- CTICM

I-3-2-Eléments structuraux :

I-3-2-1-Eléments principaux de la structure :

Poteaux	HEA
Stabilités horizontale	cornière (CAE)
Stabilités verticale	cornière (CAE)
Poutre de roulement	HEA
Plancher mixte :	
✓ Solive	IPE
✓ Tôle nervurée	TN
✓ Poutre maitresse	IPE
Poutre (traverse)	IPE

I-3-2-2- Les éléments secondaires :

Elément	Profilé
Pannes	IPE
Lisses de bardages	UPN
Potelets	IPE
Escalier : <ul style="list-style-type: none"> ✓ Support marches ✓ limon ✓ La poutre palière 	CAE UPN IPE

I-3-2- Matériaux utilisés :**Tableau-I-5 : Caractéristiques de l'acier**

ACIER DE CONSTRUCTION	
Nuance d'acier	S275
La limite élastique	$F_y=275\text{Mpa}$
La résistance à la traction	$F_u=430\text{ Mpa}$
La densité volumique	$\rho = 7\,850\text{ kg/m}^3$
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000\text{ Mpa}$
Module d'élasticité transversale	$G = 84\,000\text{ Mpa}$
coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$

Tableau-I-6 : Caractéristiques de béton

BETON	
Classes de résistance du béton	C25/30
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25\text{ Mpa}$
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2,6\text{ Mpa}$
La densité volumique	$\rho=2500\text{ kg/m}^3$
Coefficient de retrait	$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
Module sécant d'élasticité	$E_{cm} = 30\,500\text{ Mpa}$
Coefficients d'équivalence	$n = 15$

I-4- Stabilité d'ensemble :

➤ Atelier industriel :

a) Portique :

Structures hyperstatiques continues composées d'éléments verticaux (poteaux) et horizontales (poutres). Assure la stabilité transversale de la structure.

C'est un système porteur qui reprend les effets du vent, des charges permanentes, et des effets sismiques, il assure la stabilité transversale de la structure.

b) Palée de stabilité verticale :

Structure treillis composé de deux diagonales en X et une sablière, leur rôle est de transmettre les actions agissant sur le pignon (vent, séisme, freinage du pont roulant)

Elle assure la stabilité longitudinale de la structure

➤ Bloc administratif :

a) Portique :

Structures hyperstatiques continues composées d'éléments verticaux (poteaux) et horizontales (poutres).

Assure la stabilité transversale d'ensemble de la construction.

C'est un système porteur qui reprend les effets du vent, des charges permanentes, et des effets sismiques.

b) Plancher collaborant:

Plancher mixte acier – béton à poutrelles sous dalle.

Assure la stabilité des étages, elle reprend les effets sismiques et vent et les transmet vers la palée de stabilité verticale par l'intermédiaire des solives et sablières.

c) Palée de stabilité verticale :

Structure treillis composé de deux diagonales(en X) et d'une sablière,

Reprend les actions du sismiques et vents transmettait par le biais du plancher pour les transmettre aux fondations.

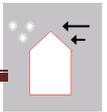
L'ensemble palé de stabilité et plancher collaborant assurent la stabilité longitudinale de l'ouvrage.

I-5- Organes d'assemblages :

- Les boulons HR sont choisis pour l'assemblage des portiques auto stables.
- Les boulons ordinaires pour l'assemblage des éléments secondaires et stabilité.
- Soudage

I-6- Logiciels utilisés :

- Robot v.16
- Tekla structure V18



II-1-Introduction :

Une construction doit être calculée et réalisée de telle manière qu'elle résiste à toutes les actions susceptibles de s'exercer sur elle pendant l'exécution et durant son exploitation ; entre ces actions qu'il faut prendre en considération il y a les charges climatiques (charges de la neige et charges dynamiques du vent).

Dans ce projet de fin d'étude on a utilisé le règlement neige et vent algérien « RNV1999 » qui fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions de la neige et du vent sur l'ensemble de la construction et ces différentes parties.

II-2-Etude de la neige :

Selon le RNV1999 la charge de la neige est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_K$$

Avec :

S : charge caractéristique de la neige (KN/m²)

S_K : charge de la neige sur le sol (KN/m²)

μ : coefficient d'ajustement des charges.

Puisque Bouharoun (Wilaya de tipaza) appartient à la zone B de la carte de la neige donc :

$$S_K = (0.04 \times H + 10) / 100$$

Avec H l'altitude par rapport au niveau de la mer H=00m (au bord de la mer)

$$S_K = 0.11 \text{ KN/m}^2$$

On a une toiture à versants multiples :

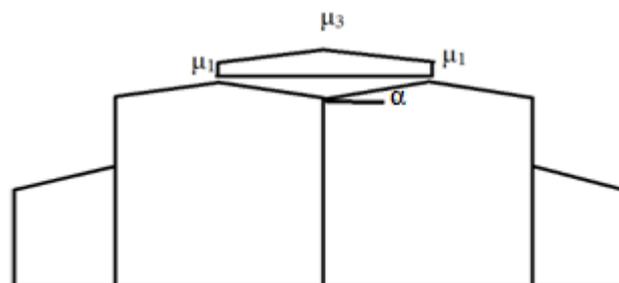
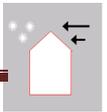


Figure : II-1- Coefficients de forme – toiture à versants multiples



μ_1 et μ_3 seront déduit du tableau suivant :

Tableau : II-1- Coefficients de forme – toiture a versant multiples

α angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$
coefficient de forme μ_1	0.8	$0.8 \times \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$
coefficient de forme μ_3	$0.8+0.8 \times \left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1.6

$\alpha = 9.65^\circ$ donc :

$$\mu_1=0.8$$

$$\mu_3=0.8+0.8 \times (9.65/30) =1.06$$

Donc :

$$S_1= \mu_1 S_k = 0.08 \text{ KN/m}^2$$

$$S_3= \mu_3 S_k = 0.106 \text{ KN/m}^2$$

On prend la plus grande : **S= 0.11KN/m²**

II-3-Etude du vent :

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

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

Avec :

q_j : La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j (N/m²).

C_d : Le coefficient dynamique de la construction.

$W (z_j)$: Est obtenue à l'aide de la formule suivante .

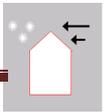
$$W (z_j)=q_{dyn} (z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Avec :

$q_{dyn} (z_j)$: La pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j (N/m²).

C_{pe} : Le coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Le coefficient de pression intérieure.



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

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

II-3-1-Calcul du coefficient dynamique C_d :

C_d est tirés de l'abaque suivant par interpolation ou extrapolation linéaire :

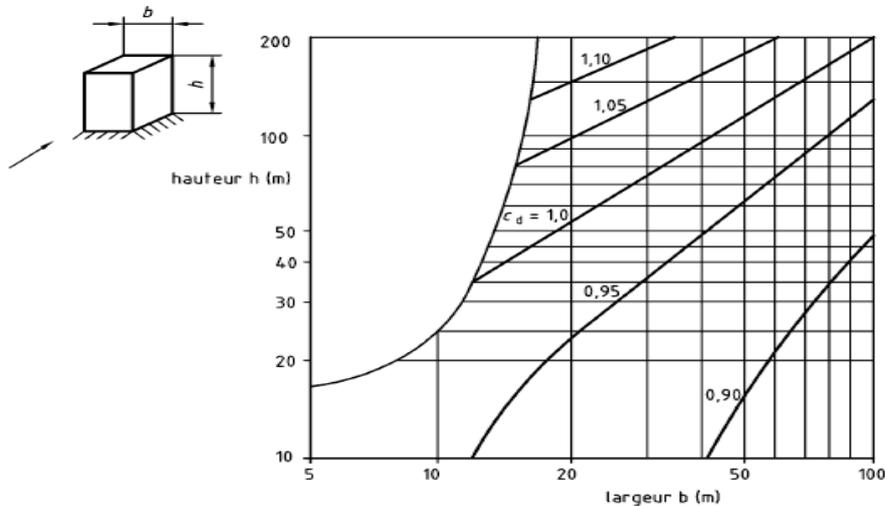


Figure II-2 : Valeurs de C_d pour les structures métallique.

- **Pour long pan** : $b = 72\text{m}$; $h = 18\text{ m}$
Par extrapolation : $C_d = 0.88$
- **Pour pignon** : $b = 48\text{m}$; $h = 18\text{ m}$
Par interpolation : $C_d = 0.86$

II-3-2- Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour une structure permanente : $q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_j)$

Avec : q_{ref} : pression dynamique de référence.

C_e : coefficient d'exposition au vent.

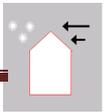
- **Calcul de pression dynamique de référence (q_{ref}):**

q_{ref} est donnée par le tableau suivant :

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

ZONE	q_{ref} (N/m ²)
I	375
II	470
III	575

Suivant la carte du vent La Wilaya de Tipaza est dans la zone I donc : $q_{ref} = 375\text{N/m}^2$



➤ **Calcul de C_e :**

Pour une structure peu sensible aux excitations dynamique :

$$C_e(z) = C_t^2(z) C_r^2(z) \times \left(1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_T(z)} \right)$$

Avec :

C_t : le coefficient de topographie.

C_r : le coefficient de rugosité.

K_T : facteur de terrain.

Pour un site plat $C_t(z)=1$

Le coefficient de rugosité est calculé de l'une des expressions suivantes :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

Avec :

Z_0 : paramètre de rugosité (m)

Z_{\min} : hauteur minimale (m)

K_T , Z_0 et Z_{\min} sont donnés dans le tableau suivant en fonction de la catégorie de terrain.

Tableau : II-3- Définition des catégories de terrain

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)	ε
III	0.22	0.3	8	0.37

On a $h=19.7$ m $>$ 10m donc il y a lieu de subdiviser le maître couple en élément de surface j .

$$n = E [h/3] = E [6.56] = 6$$

$$h_1 = h/n = 3.28\text{m}$$

Donc : $z_1=1.64\text{m}$; $z_2=4.92\text{m}$; $z_3=8.2$; $z_4=11.48\text{m}$; $z_5=14.76\text{m}$; $z_6=18\text{m}$

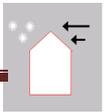
a) Pour les parois verticales :

Pour $z_1=1.64 < z_{\min}$ donc :

$$C_r(z_1) = 0.90$$

Pour $z_2= 4.92$ m on a $z_{\min} < z_2 < 200\text{m}$ donc :

$$C_r(z_2) = 1.05$$



Pour $z_3 = 8.2$ m on a $z_{\min} < z_3 < 200$ m donc : $C_r(z_3) = 1.14$

Pour $z_4 = 11.48$ m on a $z_{\min} < z_4 < 200$ m donc : $C_r(z_4) = 1.19$

Pour $z_5 = 14.76$ m on a $z_{\min} < z_5 < 200$ m donc : $C_r(z_5) = 1.23$

Pour $z_6 = 18$ m on a $z_{\min} < z_6 < 200$ m donc : $C_r(z_6) = 1.27$

b) Pour la toiture :

L'atelier : $Z = 19.7$ m on $z_{\min} < z < 200$ m donc : $C_r(z) = 1.29$

Le bloc : $Z = 7.9$ m on $z_{\min} < z < 200$ m donc : $C_r(z) = 1.13$

Les valeurs des pressions dynamique pour chaque niveau sont donnée par le tableau suivant :

Tableau : II-4- Valeurs de Q_{dyn} pour chaque niveau

Z(m)	C_r	C_e	$Q_{\text{réf}}$ (KN/m ²)	Q_{dy} (KN/m ²)
Z ₁	0.90	1.88	0.375	0.705
Z ₂	1.05	2.35	0.375	0.881
Z ₃	1.14	2.65	0.375	0.993
Z ₄	1.19	2.83	0.375	1.061
Z ₅	1.23	2.97	0.375	1.113
Z ₆	1.27	3.12	0.375	1.17
Z(toiture atelier)	1.29	3.19	0.375	1.196
Z(toiture bloc)	1.13	2.62	0.375	0.982

II-3-3- Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe} :

La détermination de coefficient de pression C_{pe} est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée et pour cela on utilise les formules suivantes : [R.N.V.99 p64]

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

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

a) Paroi verticale :

➤ long pan :

$$\begin{cases}
 b = 72 \text{ m} ; h = 18 \text{ m} ; d = 48 \text{ m} \\
 e = \min(b, 2h) = \min(72; 36) = 36 \text{ m} \\
 d = 48 \text{ m} > e
 \end{cases}$$

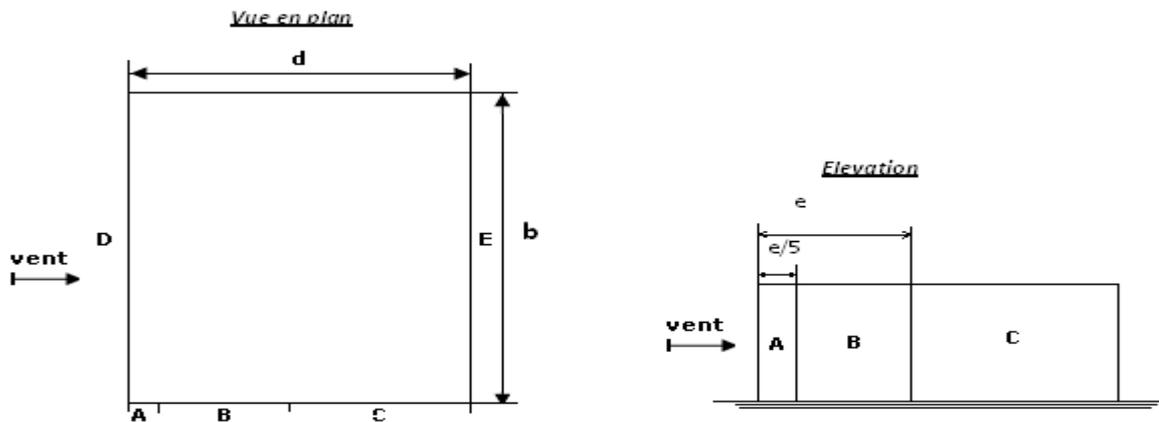
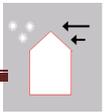


Figure II-3 : Légende pour les parois verticales

$$S_A = (e/5) \times h = 129.6 \text{ m}^2 ; S_A > 10 \text{ m}^2$$

$$S_B = 518.4 \text{ m}^2 ; S_C = 646 \text{ m}^2 ; S_D = S_E = 1296 \text{ m}^2 \quad S_A > 10 \text{ m}^2$$

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc : $C_{pe} = C_{pe, 10}$

Tableau : II-5- C_{pe} pour les parois verticales (long pan)

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

➤ pignon :

$$\begin{cases} b = 48 \text{ m} ; h = 18 \text{ m} ; d = 72 \text{ m} \\ e = \min(b, 2h) = \min(48 ; 36) = 36 \text{ m} \\ d = 72 \text{ m} > e \end{cases}$$

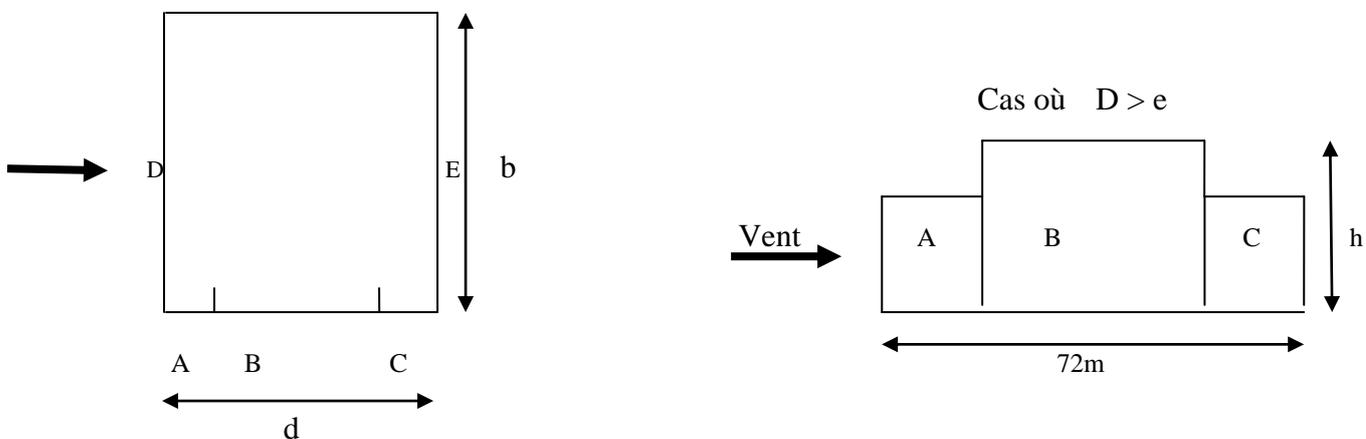
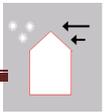


Figure II-4 : Légende pour les parois verticales (pignon)



$$S_A = (e/5) \times h = 129.6\text{m}^2 ; S_A > 10\text{m}^2$$

$$S_B = 360\text{m}^2 ; S_C = 450\text{m}^2 ; S_D = S_E = 780\text{m}^2$$

Tableau : II-6- C_{pe} pour les parois verticales (pignon)

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

b-1-Toiture : pour l'atelier

➤ Direction du vent suivant le pignon $\theta=90^\circ$:

On a une toiture à versants multiples : on utilise les valeurs des toitures à un versant

$$\begin{cases} b = 10\text{m} ; h = 18\text{m} ; d = 72\text{m} \\ e = \min(b ; 2h) = 10\text{m} \end{cases}$$

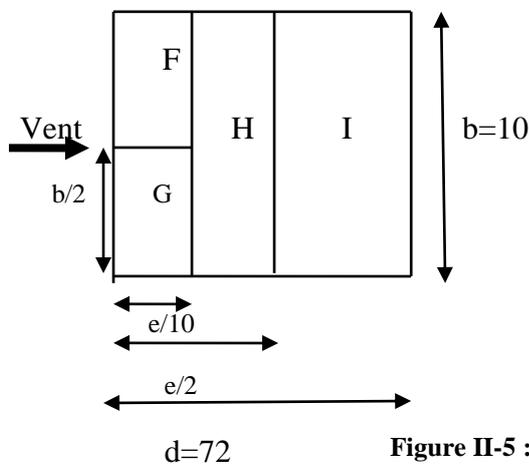


Figure II-5 : Légende pour les toitures à un versant

$$S_F = S_G = (e/10) \times (b/2) = 5\text{m}^2$$

$$S_H = 40\text{m}^2 ; S_I = 670\text{m}^2$$

les surfaces S_F et S_G sont inférieures à 10m^2 donc :

$$C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) \quad 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$$

On a $\alpha=9.65^\circ$ donc on fait une interpolation les entre C_{pe} de 5° et 15° et en fin on fait une interpolation entre 5° et 15° .

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

les surfaces S_H et S_I sont supérieures à 10m^2 donc : $C_{pe,1} = C_{pe, 10}$

On a $\alpha=9.65^\circ$ donc on fait une interpolation entre 5° et 15° et on obtient les résultats suivants :

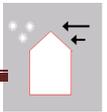


Tableau : II-6- C_{pe} pour la toiture à un versant vent de direction $\theta=90^\circ$

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.51	-1.87	-0.61	-0.51

➤ Direction du vent sur le long pan $\theta=0^\circ$:

$$\begin{cases} b = 72\text{m} ; h = 18\text{m} ; d = 10\text{m} \\ e = \min(b ; 2h) = 36\text{m} \end{cases}$$

Pour les toitures à versants multiples on prend les valeurs de C_{pe} d'une toiture à un versant pour le premier versant et les autres versants seront comme suit :

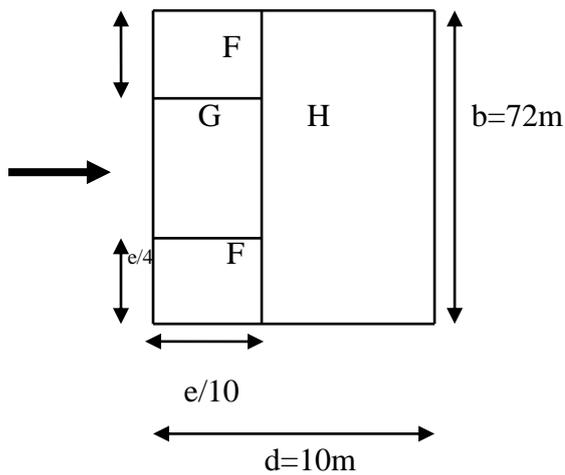


Figure II-6 : Légende pour les toitures à un versant

$$S_F = (e/10) \times (e/4) = 32.40 \text{ m}^2 ; S_F > 10\text{m}^2$$

$$S_G = 194.4\text{m}^2 ; S_H = 460.8\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \quad \text{donc :} \quad C_{pe} = C_{pe, 10}$$

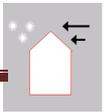
Puisque $\alpha = 9.65^\circ$ donc en fait une interpolation entre 5° et 15° en aura les résultats suivant :

Tableau : II-7- C_{pe} pour la toiture a versants multiples vent suivant de direction $\theta=0^\circ$

Zone	F	G	H	2 ^{ème} versant	3 ^{ème} versant	4 ^{ème} versant
C_{pe}	-1.32	-1.01	-0.46	-1	-0.6	-0.6

b-1-Pour la toiture de bloc:

On a une toiture à un versant on utiliser les valeurs des toitures a un versant



➤ Sur long pan :

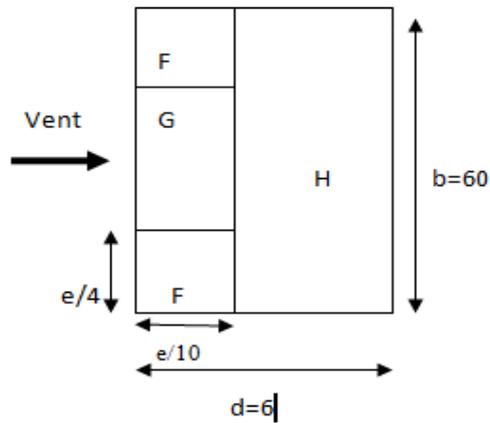


Fig. ..Vue de toiture

zone	F	G	H
Cpe	-1.41	-0.95	-0.42

➤ sur pignon

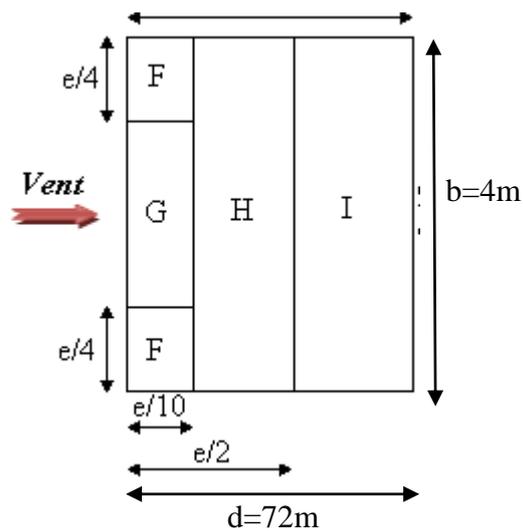
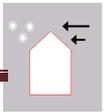


Fig. ..Vue de toiture

-Cpe

Zone	F	G	H	I
Cpe	-2.07	-2.30	-1.01	-0.62



II-3-3- Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

C_{pi} est tirés du graphe suivant en fonction de μ_p :

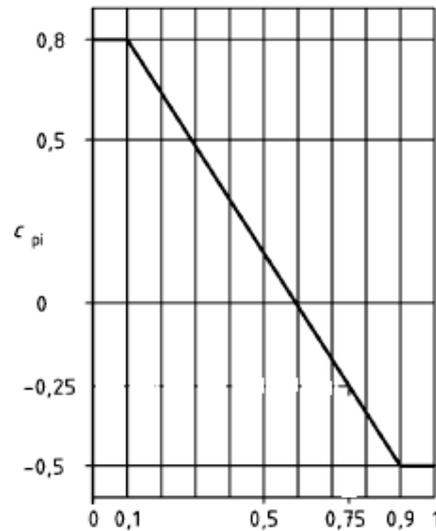


Figure II-6 : C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures

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

Avec : μ_p : l'indice de perméabilité.

si on considère que toutes les portes sont fermés : $\mu_p = 0$ donc $C_{pi} = 0.8$

si on considère que toutes les portes sont ouvertes : $\mu_p = 1$ donc $C_{pi} = -0.5$

si on considère que toutes les portes sont partiellement ouvertes : $\mu_p = 0.5$ donc $C_{pi} = 0.15$

Donc on peut calculer les valeurs de la pression dynamique (q_j).

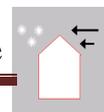
1^{er} cas : Les deux portes sont fermées :

➤ Vent sur long pan :

- Paroi verticale :

Pour paroi verticale à : $Z=18$

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
A	0.84	1.17	-1.0	0.8	-1.77
B	0.84	1.17	-0.8	0.8	-1.58
C	0.84	1.17	-0.5	0.8	-0.28
D	0.84	1.17	0.8	0.8	0
E	0.84	1.17	-0.3	0.8	-1.08



- Toiture :

1- Pour l'atelier

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.84	1.196	-1.42	0.8	-2.12
G	0.84	1.196	-1.01	0.8	-1.81
H	0.84	1.196	-0.46	0.8	-1.26
2 ^{ème}	0.84	1.196	-1.0	0.8	-1.2
3 ^{ème}	0.84	1.196	-0.6	0.8	-1.40
4 ^{ème}	0.84	1.196	-0.6	0.8	-1.40

2- Pour le bloc

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.84	0.982	-1.42	0.8	-1.436
G	0.84	0.982	-0.934	0.8	-1.064
H	0.84	0.982	-0.40	0.8	-0.789

➤ Vent sur pignon :

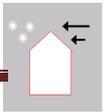
- Paroi verticale :

Pour paroi verticale à : Z=14.75m

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
A	0.89	1.113	-1.0	0.8	-1.78
B	0.89	1.113	-0.8	0.8	-1.58
C	0.89	1.113	-0.5	0.8	-1.29
D	0.89	1.113	0.8	0.8	0
E	0.89	1.113	-0.3	0.8	-1.09

Pour paroi verticale à : Z=18m

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
A	0.89	1.17	-1.0	0.8	-1.87
B	0.89	1.17	-0.8	0.8	-1.66
C	0.89	1.17	-0.5	0.8	-1.35
D	0.89	1.17	0.8	0.8	0
E	0.89	1.17	-0.3	0.8	-1.14



- Toiture :

1-Pour l'atelier

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.89	1.196	-1.02	0.8	-1.93
G	0.89	1.196	-1.28	0.8	-2.211
H	0.89	1.196	-0.521	0.8	-1.40
I	0.89	1.196	-0.41	0.8	-1.28

2- Pour bloc

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.89	0.982	-2.1	0.8	-2.53
G	0.89	0.982	-2.33	0.8	-2.73
H	0.89	0.982	-1.93	0.8	-1.40
I	0.89	0.982	-0.59	0.8	-1.28

2^{ème} cas : les deux portes ouvertes : $C_{pi} = -0.5$ ➤ Vent sur long pan :

- Paroi verticale.

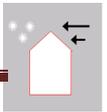
Pour paroi verticale à : $Z=18m$

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
A	0.89	1.17	-1.0	-0.5	-0.49
B	0.89	1.17	-0.8	-0.5	-0.29
C	0.89	1.17	-0.5	-0.5	0
D	0.89	1.17	0.8	-0.5	+1.27
E	0.89	1.17	-0.3	-0.5	+0.17

- Toiture :

1-Pour l'atelier

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.84	1.197	-1.32	-0.5	-1.82
G	0.84	1.197	-1.01	-0.5	-0.51
H	0.84	1.197	-0.46	-0.5	-0.04
2 ^{ème}	0.84	1.197	-1	-0.5	-0.5
3 ^{ème}	0.84	1.197	-0.6	-0.5	-0.16
4 ^{ème}	0.84	1.197	-0.6	-0.5	-0.16



2- Pour le bloc

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.84	1.197	-1.42	-0.5	-0.774
G	0.84	1.197	-0.93	-0.5	-0.372
H	0.84	1.197	-0.4	-0.5	-0.106

➤ Vent sur pignon

- Paroi verticale :

Pour paroi verticale à : Z=18m

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
A	0.89	1.170	-1.0	-0.5	-0.52
B	0.89	1.170	-0.8	-0.5	-0.31
C	0.89	1.170	-0.5	-0.5	0
D	0.89	1.170	0.8	-0.5	+1.35
E	0.89	1.170	-0.3	-0.5	+0.20

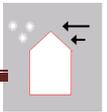
- Toiture :

1- Pour L'atelier

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.89	1.196	-1.02	-0.5	-0.55
<u>G</u>	0.89	1.196	-1.28	-0.5	-0.78
H	0.89	1.196	-0.52	-0.5	-0.02
I	0.89	1.196	-0.41	-0.5	-0.09

2- Pour le bloc

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.89	0.9825	-2.10	-0.5	-1.631
G	0.89	0.9825	-2.33	-0.5	-1.245
H	0.89	0.9825	-1.93	-0.5	-0.108
I	0.89	0.9825	-0.59	-0.5	+0.163



3^{ème} cas : les portes partiellement ouvertes : $C_{pi}= 0.15$

➤ Sur long pan :

paroi verticale à : $Z=18m$

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
A	0.84	0.773	-1.0	0.15	-0.764
B	0.84	0.773	-0.8	0.15	-0.631
C	0.84	0.773	-0.5	0.15	-0.432
D	0.84	0.773	0.8	0.15	+0.418
E	0.84	0.773	-0.3	0.15	-0.299

• Toiture :

1- de l'atelier

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.84	0.791	-1.64	0.15	-1.217
G	0.84	0.791	-1.17	0.15	0.897
H	0.84	0.791	-0.57	0.15	-0.489
2 ^{ème}	0.84	0.791	-1.0	0.15	-0.782
3 ^{ème}	0.84	0.791	-0.6	0.15	-0.510
4 ^{ème}	0.84	0.791	-0.6	0.15	-0.510

2-de bloc

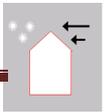
Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.84	0.618	-1.9	0.15	-1.089
G	0.84	0.618	-1.2	0.15	-0.717
H	0.84	0.618	-0.7	0.15	-0.451

➤ Vent sur pignon :

• Paroi verticale :

Pour paroi verticale à : $Z=18$

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
A	0.89	0.611	-1.0	0.15	-0.618
B	0.89	0.611	-0.8	0.15	-0.349
C	0.89	0.611	-0.5	0.15	-0.338
D	0.89	0.611	0.8	0.15	0
E	0.89	0.611	-0.3	0.15	-0.241



- Toiture :

1-Pour l'atelier

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.89	0.791	-1.51	0.15	-1.155
G	0.89	0.791	-1.87	0.15	-1.406
H	0.89	0.791	-0.61	0.15	-0.487
I	0.89	0.791	-0.51	0.15	-0.459

2- Pour le bloc

Zone	C_d	q_{dyn} (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (KN/m ²)
F	0.89	0.618	-2.5	0.15	-1.444
G	0.89	0.618	-1.79	0.15	-1.055
H	0.89	0.618	-0.7	0.15	-0.462
I	0.89	0.618	-0.2	0.15	-0.174

II-4- Détermination de la force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

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

Avec :

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

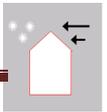
$S_{fr,j}$: L'aire de l'élément de surface j.

On a un état de surface très rugueux (nervures) alors $C_{fr,j} = 0.04$.

b=48m; d= 72m; h=18m

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = 72/48 = 1.5 < 3 \\ \frac{d}{h} = 72/18 = 4 > 3 \end{cases}$$

L'unE des conditions est satisfaite.



➤ Vent sur pignon :

a) Paroi verticale :

$$S_{fr} = (18 \times 72) \times 2$$

$$S_{fr} = 2592 \text{ m}^2$$

$$F_{fr1} = 1.17 \times 0.04 \times 2592 = 121.30 \text{ KN}$$

$$F_{fr} = 121.30 \text{ KN}$$

b) Toiture :

$$S_{fr} = (\text{somme des longueurs des développées de la toiture}) \times d$$

$$S_{fr1} = (10.14 \times 4) \times 72 = 2920.32 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 1.19 \times 0.04 \times 2920.32 = 139 \text{ KN}$$

$$F_{fr} = 139 \text{ KN}$$

c) Force de frottement totale :

$$F_{fr} = F_{fr \text{ paroi}} + F_{fr \text{ toiture}}$$

$$F_{fr} = 260.3 \text{ Kn}$$

II-5-Conclusion:

L'étude climatique de notre ouvrage nous a permis de déterminer tous les efforts agissant sur la structure (efforts de vent, et de la neige) et ensuite les intégrer pour le dimensionnement des éléments principaux et secondaires

III-1- Introduction :

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

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

III-2- Les pannes :

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

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

III-2-1 Dimensionnement des pannes pour l'Atelier :

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6m$.
- La portée entre axe des pannes $d=1,45m$ (espace entre 2 pannes).
- L'angle de chaque versant est $\alpha=9.64^\circ$.
- Les pannes sont en acier S275 (E 28).
 - ➔ $f_y=275 \text{ N/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
 - ➔ $E=210000 \text{ N/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

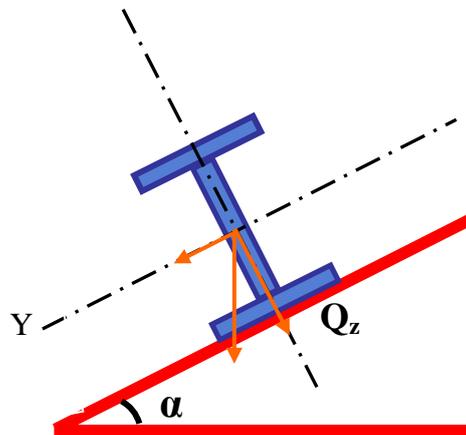


Figure III -1 : Disposition d'une panne sur un versant

III-2-1-2 Détermination de la section de la panne pour l'Atelier :

a) Les charges variables :

- ❖ Le vent :

$$W_s = Q_j \times d = -1,273 \times 1,45 = -1,845 \text{ KN/m.} \quad \rightarrow \quad W_s = -1,845 \text{ KN/m.}$$

- ❖ La neige :

$$S_n = S \times d = 0,11 \times 1,45 = 0,16 \text{ KN/m.} \quad \rightarrow \quad S_n = 0,16 \text{ KN/m.}$$

- ❖ La charge d'exploitation :

$$P = \frac{8 \times P}{3 \times l} = 0,44 \text{ KN/m.}$$

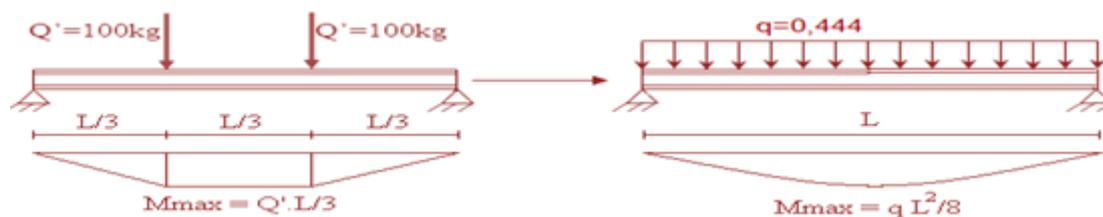


Figure. III-2: répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.

b) Les charges permanentes : (sauf profilé)

➤ Poids du panneau sandwich

$$\rightarrow G_1 = 14 \text{ daN/m}^2$$

➤ Poids des accessoires

$$\rightarrow G_2 = 3 \text{ daN/m}^2$$

$$G = (G_1 + G_2) \times d = (17 + 3) \times 1,45 = 0,246 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow G = 0,246 \text{ KN/m}$$

c) Combinaison des charges :(ELS)

$$q_j = \sum G_{ki} + Q_k$$

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

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$G \cdot \sin \alpha + S_n \sin \alpha$	0,06
$G \cdot \sin \alpha + P_n \sin \alpha$	0,116
$G \cdot \sin \alpha + 0,9 \cdot (S_n + P_n) \sin \alpha$	0,13
La plus défavorable	$q_j = 0,13$

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

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
$G \cdot \cos \alpha + W_s$	-1,6
$G \cdot \cos \alpha + S_n \cos \alpha$	0,397
$G \cdot \cos \alpha + P_n \cos \alpha$	0,67
$G \cdot \cos \alpha + 0,9[(S_n + P_n) \cos \alpha + W_s]$	-0,77
La plus défavorable	$q_j = -1,6$

Dans notre cas on a une poutre sur deux appuis simples et une charge uniformément répartie donc la admissible flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

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

$$I_y \geq \frac{1000 \times 1,6 \times 600}{384 \times 21 \times 10^7} = 428,57 \times \text{cm}^4 \quad \rightarrow \quad I_y \geq 428,57 \text{ cm}^4. \text{ IPE 140.}$$

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

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
140	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
16,4	541,2	5,74	88,3	44,90	1,65	19,2

III-2-1-3 Combinaison des charges :(ELS ; ELU) :

a) Les charges variables :

Le vent :	→	$W_s = -1,845 \text{ KN/m.}$
➤ La neige :	→	$S_n = 0,16 \text{ KN/m.}$
➤ La charge d'exploitation :	→	$P_n = 0,44 \text{ KN/m.}$

b) Les charges permanentes :

➤ poids propre de l'IPE140	→	$G_3 = 12,9 \text{ daN/m.}$
$G = (G_1 + G_2) \times d + G_3 = (14 + 3) \times 1,45 + 12,9 = 37,5 \text{ daN/m}$	→	$G = 0,375 \text{ KN/m.}$

c) Combinaison des charges:

❖ à l'ELU:

$$\begin{cases} q_j = \Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q \\ q_j = \Sigma \gamma_G \cdot G + 0,9 \Sigma \gamma_Q \cdot Q \end{cases}$$

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

La combinaison suivant yy'	Résultat (kN/m)
$\gamma_G \cdot G \sin \alpha + 0,9 \gamma_Q \cdot (S_n + P_n) \sin \alpha$	0,22
La plus défavorable	$q_j = 0,22$

Tab III-5: L combinaisons des charges ZZ'(ELU)

La combinaison suivant zz'	Résultat (kN/m)
$G \cdot \cos \alpha + \gamma_Q \cdot W_s$	-2,7
La plus défavorable	$q_j = -2,7$

❖ à l'ELS:

$$\begin{cases} q_j = \Sigma G + Q \\ q_j = \Sigma G + 0,9 \Sigma Q \end{cases}$$

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

La combinaison suivant yy'	Résultat (kN/m)
$G \cdot \sin \alpha + 0,9 \cdot (S_n + P_n) \sin \alpha$	0,15
La plus défavorable	$q_j = 0,15$

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

La combinaison suivant zz'	Résultat (kN/m)
G.cosα + W _s	-1,453
<i>La plus défavorable</i>	<i>q_j = -1,453</i>

III-2-1-4 Vérification de la flèche : (ELS)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $f < f_{ad} = \frac{l}{200} = 30 \text{ mm}$.

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

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

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,453 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 5,412 \times 10^{-6}} = 21.6 \text{ mm} \quad \longrightarrow$$

$$f_z = 21.6 \text{ mm} < f_{ad} = 30 \text{ mm}. \quad \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

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

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,15 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 4,492 \times 10^{-6}} = 2.68 \text{ mm} \quad \longrightarrow$$

$$f_y = 0.87 \text{ mm} < f_{ad} = 30 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

⇒ Donc la condition est vérifiée.

⇒ **La flèche résultante :**

$$\delta_{max} = \sqrt{\delta_{zmax}^2 + \delta_{ymax}^2} = \sqrt{2.16^2 + 0.268^2} = 2.17 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 30 \text{ mm}$$

III-2-1-5 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{sd,max} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow V_{sdz} = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{2,7 \times 6}{2} = 8,1 \text{ KN.} \\ \Rightarrow V_{sdy} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{0,22 \times 6}{2} = 0,66 \text{ KN.} \end{array} \right. \quad \text{---}$$

$$V_{sd,max} = 8,1 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma M_0} \quad \text{et} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f.$$

$$A_v = 7,616 \times 10^4 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad V_{pl,rd} = 190,4 \text{ KN.}$$

$$V_{sd,max} = 8,1 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 190,4 \text{ KN.}$$

⇒ **Donc la condition est vérifiée.**

III-2-1-6 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

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

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

$$M_{ysd} = \frac{-2.7 \times 36}{8} = 12.15 \text{ KN.m.}$$

$$M_{zsd} = \frac{0,22 \times 36}{8} = 0,99 \text{ KN.m}$$

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

❖ Détermination de la classe du profilé:

$$\text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 \leq 72\varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92.$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = \frac{36,5}{6,9} = 5,28 \leq 10\varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

\Rightarrow Donc la section est de classe 1. $\Rightarrow \gamma_{M_0}=1,1.$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 22,075 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 4,8 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right)^1 = 0,50 < 1$$

\Rightarrow Don la condition est vérifiée.

\Rightarrow

III-2-1-7 Vérification au déversement :

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

$$M_{sd,max} \leq M_{b,rd}.$$

$$\triangleright M_{sd,max} = M_{y,sd} = 6.07 \text{ KN.m.}$$

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec : $\beta_w=1$ \Rightarrow Section de classe 1 ; et : $\gamma_{M_1}=1,1.$

$$\text{Et : } \chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left(\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0,5}}, \quad \varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} : Coefficient d'imperfection de déversement.

$\alpha_{LT} = 0,21$; pour les profilés laminés ... [EC.3 p423-F.12].

$$\lambda_{LT} = \frac{\beta \omega W_{plyfy}}{M_{cr}} = \frac{\lambda L t}{\lambda_1} [\beta \omega]^{0,5}.$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon, \quad \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,92.$$

Avec : $\lambda_1 = 86,38$ $\lambda_1 = 86,38$.

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9L/i_z}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,5} \cdot \sqrt{C_1}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 \times 6000 / 16,5}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{6000 / 16,5}{140 / 6,9} \right)^2 \right]^{0,25} \cdot \sqrt{1,132}} = 151,35$$

➡ $\lambda_{LT} = 1,75 > 0,4$ (il y a un risque de déversement).

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times \left(1 + 0,21 \times (1,75 - 0,2) + 1,75^2 \right) = 2,194.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,194 + \sqrt{(2,194)^2 - (1,75)^2}} = 0,28 < 1$$

$$M_{brd} = (0,28 \times 1 \times 88,3 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3) / 1,1 = 6,18 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd \max} = 6,07 \text{ KN.m.} < M_{brd} = 6,18 \text{ KN.m.}$$

⇒ **Donc la condition est vérifiée.**

Dans les paragraphes suivants on va déterminer la section de la panne dans la zone plus sollicitée

III-2-2 Dimensionnement des pannes pour le bloc :

- Chaque panne repose sur deux appuis de distance $L=6\text{m}$.
- La portée entre axe des pannes $d=1,35\text{m}$ (espace entre 2 pannes).
- L'angle de chaque versant est $\alpha=11,03^\circ$.
- Les pannes sont en acier S275 (E 28).

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

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

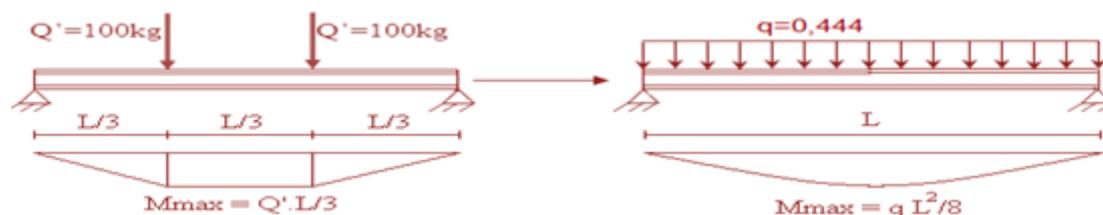


Figure. III-3: Répartition de la charge concentrée sur la portée de la panne.

III-2-2-1 Détermination de la section de la panne pour le bloc :

a) Les charges variables :

❖ *Le vent :*

$$W_s = Q_j \times d = -1,21 \times 1,35 = -1,63 \text{ KN/m.} \quad \Rightarrow \quad W_s = -1,63 \text{ KN/m.}$$

❖ *La neige :*

$$S_n = S \times d = 0,11 \times 1,35 = 0,15 \text{ KN/m.} \quad \Rightarrow \quad S_n = 0,15 \text{ KN/m.}$$

❖ *La charge d'exploitation :*

$$P = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = 0,44 \text{ KN/m.}$$

b) Les charges permanentes : (sauf profilé)

➤ Poids de panneau sandwich (TL 75)

$$\Rightarrow G_1 = 14 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Poids des accessoires

$$\Rightarrow G_2 = 3 \text{ daN/m}^2.$$

$$G = (G_1 + G_2) \times d = (17 + 3) \times 1,35 = 0,23 \text{ kN/m.}$$

$$\Rightarrow G = 0,23 \text{ KN/m.}$$

C) Combinaison des charges :(ELS)

$$q_j = \sum G_{ki} + Q_k.$$

Tab III-5 : Lles combinaisons des charges YY'(ELS).

La combinaison suivant yy'	Résultat (KN/m)
$G \cdot \sin\alpha + 0,9 \cdot (S_n + P_n) \sin\alpha$	0,14
<i>La plus défavorable</i>	$q_j = 0,14$

Tab III-6 : les combinaisons des charges ZZ'(ELS).

La combinaison suivant zz'	Résultat (KN/m)
$G \cdot \cos\alpha + W_s$	-1,4
<i>La plus défavorable</i>	$q_j = -1,4$

Dans notre cas on a une poutre posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

et la flèche admissible :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} ; \text{et}$$

$$f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} \Leftrightarrow I_y \geq \frac{1000q_z l^3}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 1,4 \times 600}{384 \times 21 \times 10^7} = 375 \times \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 375 \text{cm}^4. \text{ IPE 140.}$$

III-2-3 Les lisses de bardage :

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

III-2-3-1 Dimensionnement des lisses :

- Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :

➡ $L=6$ m sur le pignon et sur le long pan, La portée entre axe des lisses $d=1,2$ m (espace entre 2 lisse).

- On dispose de 13 lignes de lisses sur chaque paroi. Les lisses sont en acier S275 (E28).

III-2-3-2 Détermination de la section de la lisse :

a) Les charges variables :

❖ Le vent :

$$W_L = Q_j \times d = -1,27 \times 1,2 = -1,52 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad W_L = -1,52 \text{ kN/m.}$$

b) Les charges permanentes : (sauf P_{profile})

$$\text{➤ Poids du panneau sandwich (TL75)} \quad \Rightarrow \quad G_1 = 14 \text{ daN/m}^2.$$

$$\text{➤ Poids de l'accessoire} \quad \Rightarrow \quad G_2 = 3 \text{ daN/m}^2.$$

$$G = (G_1 + G_2) \times d = (14 + 3) \times 1,2 = 20,4 \text{ daN/m} \quad \Rightarrow \quad G = 0,204 \text{ KN/m.}$$

c) Combinaison des charges :(ELS)

On prend les combinaisons les plus défavorables:

$$yy' : \quad \Rightarrow \quad G = 0,204 \text{ KN/m.}$$

$$zz' : \quad \Rightarrow \quad W = -1,52 \text{ KN/m.}$$

On a une poutre posée sur 2 appuis simple et une charge uniformément répartie donc

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

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

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

$$I_z \geq \frac{1000 \times 0,204 \times 216}{384 \times 21 \times 10^7} = 5,464 \times 10^{-7} m^4$$

$$\Rightarrow I_z \geq 54, cm^4.$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 1,52 \times 216}{384 \times 21 \times 10^7} = 4,071 \times 10^{-6} m^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 407,1 cm^4 \longrightarrow \text{UPN140.}$$

Tab III-8 : Caractéristique et dimension de l'UPN140

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
140	60	7	10	10	98	16
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
20,4	605	5,5	103	62,7	1,75	28,3

III-2-3-3 Combinaisons des charges (ELS ; ELU) :

a) Les charges variables :

❖ Le vent :

$$W = -1,52 \text{ KN/m.}$$

b) Les charges permanentes :

➤ Poids propre de l'UPN140

$$G = (G_1 + G_2) \times d + G_3 = (14 + 3) \times 1,2 + 16 = 36,4 \text{ daN/m}$$

$$\Rightarrow G_3 = 0,16 \text{ kN/m.}$$

$$\Rightarrow G = 0,364 \text{ kN/m.}$$

c) Combinaison des charges:

❖ à l'ELU:

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

✓ suivant yy' :

$$\gamma_G \cdot G = 1,35 \times 0,364 = 0,491 \text{ KN/m.}$$

✓ suivant zz' :

$$\gamma_Q \cdot W = 1,5 \times -1,52 = -2,28 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{jy} = 0,491 \text{ KN/m.}$$

$$Q_z = -2,28 \text{ KN/m.}$$

❖ à l'ELS:

$$\Sigma G + Q$$

✓ suivant yy' :

$$G = 0,364 \text{ KN/m.}$$

✓ suivant zz' :

Sur le long pan : $W_L = -1,52 \text{ N/m}$.

$$Q_y = 0,364 \text{ KN/m.}$$

$$Q_z = -1,52 \text{ KN/m.}$$

III-2-3-4 Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 1$



pour les profilés en I.

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

$$M_{ysd} = \frac{-2,28 \times 36}{8} = 10,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{0,491 \times 36}{8} = 2,20 \text{ kN.m}$$

$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$; pour déterminer γ_{M0} on doit déterminer la classe du profilé.

❖ Détermination de la classe de profilé:

$$\text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14 \leq 72\varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92.$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = \frac{33}{10} = 3,3 \leq 10\varepsilon.$$

Donc la semelle est de classe 1.

⇒ Donc la section est de classe 1



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

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 25,75 \text{ KN.m.}$$

$$M_{plz, rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 7,075 \text{ KN.m.}$$

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{ply, rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} \right)^1 = 0,32 < 1$$

⇒ Don la condition est vérifiée.

III-2-3-5 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

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

$$\begin{cases} \Rightarrow V_{sdy} = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{0,491 \times 6}{2} = 1,47 \text{ KN} \\ \Rightarrow V_{sdz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{2,28 \times 6}{2} = 6,84 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$V_{sd,max} = 6,84 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma M_0} \quad \text{et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f.$$

$$A_v = 6,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow V_{pl,rd} = 96,706 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow V_{sd,max} = 5,43 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 96,706 \text{ KN.}$$

\Rightarrow Donc la condition est vérifiée.

III-2-3-6 Vérification de la flèche (ELS) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $f < f_{ad} = \frac{l}{200} = 30 \text{ mm.}$

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

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

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,52 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 6,05 \times 10^{-6}} = 20,3 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow f_z = 20,3 \text{ mm} < f_{ad} = 30 \text{ mm.}$$

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

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,364 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 6,27 \times 10^{-7}} = 47,2 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow f_y = 41 \text{ mm} > f_{ad} = 30 \text{ mm.}$$

\Rightarrow Donc la condition n'est pas vérifiée.

On va ajouter les liernes au milieu de la lisse.

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

$$f_y = \frac{2,05 \times q_y \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 0,364 \times 3^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 6,27 \times 10^{-7}} = 3,30 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow f_y = 3,30 \text{ mm} < f_{ad} = 15 \text{ mm}$$

\Rightarrow Donc la condition est vérifiée.

III-2-3-7 Calcul des efforts de traction dans les tronçons des liernes :

$$R = 1,25 \times \frac{Q_y \times L}{2} = 1,25 \times 0,364 \times \frac{6}{2} = 1,365 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 1 : } T_1 = \frac{R}{2} = 0,682 \text{ KN .}$$

$$\text{Lierne 2 : } T_2 = T_1 + R = 2,047 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 3 : } T_3 = T_2 + R = 3,412 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 4 : } T_4 = T_3 + R = 4,777 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 5 : } T_5 = T_4 + R = 6,142 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 6 : } T_6 = T_5 + R = 7,507 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 7 : } 2T_7 \cos \alpha = T_6.$$

$$T_7 = \frac{T_6}{2 \cos \alpha} = 10,11 \text{ KN.}$$

Le tronçon le plus sollicité est T_7

Donc il faut vérifier que : $A \geq \frac{T_{\max}}{f_y} \Rightarrow A \geq 36,76 \text{ mm}^2 \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \geq 6,84 \text{ mm.}$

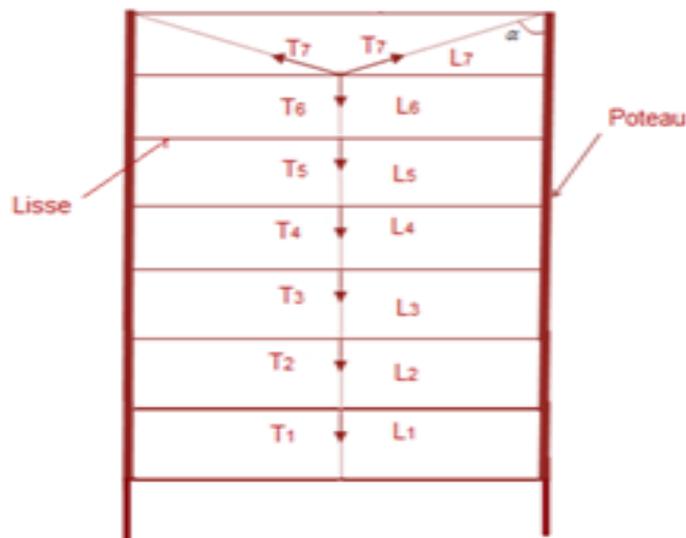


Figure. III-4: Disposition des liernes

III-3- Les potelets

Les potelets sont des éléments de profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de hauteur de la construction

Ils sont considérés comme articulés dans deux extrémités.

III-3-1 Détermination des sollicitations :

Le potelet travaille à la flexion sous action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composée

III-3-2 Dimensionnement des potelets :

- Chaque pignon possède 3 potelet de longueur max $L=7,7\text{m}$.
- Entre axe des potelets $d= 6\text{m}$.

Les potelets sont en acier S275

$f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).

$E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

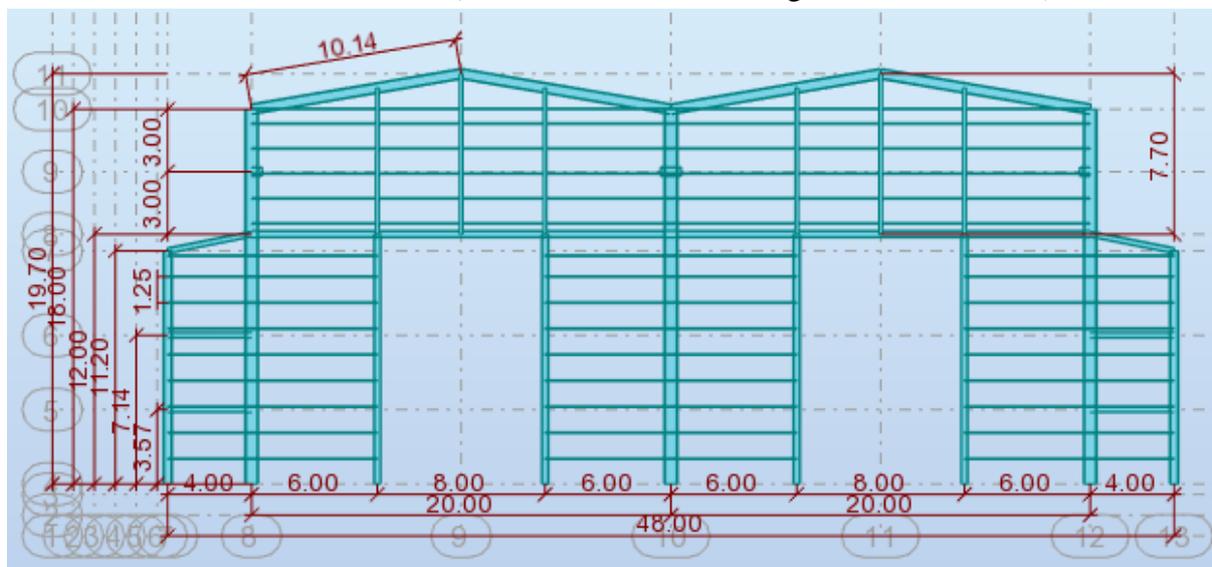


Figure. III-5 : Disposition des potelets sur pignon (file 1)

III-3- 3 Evaluation des charges:

a) Détermination de la section du potelet :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est $Q_j=1870 \text{ N/m}^2$.

$$W_s=Q_j \times d = 1870 \times 6 = 11220\text{N/m} \quad \rightarrow W_{s,L}= 11220 \text{ N/m}$$

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

et la flèche admissible : $f_{ad} = \frac{l}{200}$

$$f_z = \frac{5 \times q_{z,sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y = \frac{5 \times 200 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 200 \times 11.22 \times 7.7^3}{384 \times 21 \times 10^7} = 6352,06 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow I_y \geq 6352,06 \text{ cm}^4$$

Donc le profile qui correspond est IPE 300

Tab III-9 Caractéristiques et dimensions de l'IPE300

	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	A	P (daN/m)
300	15	7,	10,7	1		53,8	42,
I _y	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
8356,1	557,1	12,46	628,4	603.62	80,48	3,35	125,2

➤ **Les charges variables :**

$$W_s = 11,22 \text{ KN/m}$$

➤ **Les charges permanentes:**

- poids de panneau sandwich (TL75) + accessoires → $G_1 = 0.17 \times 6 \times 7,7 = 7,85 \text{ KN}$
- Poids des lisses courantes → $G_2 = 0.16 \times 6 \times 1.2 = 1,15 \text{ KN}$
- poids propre de l'IPE 300 → $G_3 = 0.422 \times 7,7 = 3,25 \text{ KN}$
- $G = G_1 + G_2 + G_3 = 12,25 \text{ KN}$ → $G = 12,25 \text{ KN}$

b) **Les combinaisons des charges :**

➤ **ELS) :**

Suivant axe z-z :

$$W = 11,22 \text{ kn/m} \quad \rightarrow F = 11,22 \text{ KN}$$

➤ **ELU):**

Suivant axe z-z :

$$1,5 W = 1,5 \times 11,22 = 16,83 \text{ kn/m} \quad \rightarrow F' = 16,83 \text{ KN}$$

III-3-4 Vérification à la flèche :

La vérification ce fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

$$f_z = \frac{5 \times q_{z,sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \dots \dots \text{element articulé articulé}$$

$$= \frac{5 \times 11.22 \times (7700)^4 \times 10^{-3}}{384 \times 210 \times 8356.1 \times 10^4} = 0.02926 \text{ m} = 29.26 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{11700}{200} = 38.5 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée

➤ **Détermination la classe du profilé :**

Âme : (EC03 Page 139).

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23,5}{27,5}} = 0,92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 72\varepsilon = 66,24 \quad \rightarrow \hat{\text{Âme de classe 1}}$$

$$\text{Semelle : } c = \frac{(b - t_w - 2r)}{2t_f} = 5,27 \text{ mm} \rightarrow \frac{c}{t_f} = 5,27 < 10\varepsilon = 9,2$$

→ **Semelle de classe 1**

III-3-2 Vérification à l'effort tranchant:(cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

..... (EC03 Page 158).

- $V_{sd} = \frac{n.l}{2}$

Avec :

$$V_{sd} = V_{sd_z} = F \times \frac{l}{2} = 12,25 \times \frac{7,7}{2} = 47,16 \text{ kN}$$

→ **$V_{sd \max} = 47,16 \text{ KN}$**

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Et } A_v = A - 2b t_f + (t + 2r) t_f$$

$$= (53,8 \cdot 10^2) - 2(150 \times 10,7) + (7,1 + 2 \cdot 15) \times 10,7 = 3401,23 \text{ mm}^2$$

→ **$A_v = 2566,97 \text{ mm}^2$**

$$\text{Doc : } V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{2566,97 \times 27,5 / \sqrt{3}}{1,1} = 37051,02 \text{ daN} = 370,51 \text{ KN}$$

→ **$V_{plrd} = 370,51 \text{ KN}$**

Donc la condition sera : **$V_{sd, \max} = 47,16 \text{ KN} < V_{pl, rd} = 370,51 \text{ KN}$**

Donc l'effort tranchant est vérifié

III-3-6 Vérification la résistance au moment fléchissant et l'effort axial :

La vérification de sécurité est donnée par :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) \leq 1 \dots\dots\dots \text{(EC03 Page 163)}.$$

$$q_{sd,y} = 0 \rightarrow M_{sd,z} = 0$$

$$N_{sd} = \gamma_G \cdot G = 1,35 \times 1225 \text{ daN} = 1653,75 \text{ daN} = 16,53 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{5380 \times 27,5}{1,1} = 134500 \text{ daN} = 1345 \text{ KN}$$

$$M_{sd,y} = F \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{1683 \times (7,7)^2}{8} = 12473,13 \text{ daN} / m = 124,73 \text{ KN} / m$$

$$M_{pl,y,RD} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628,4 \times 27,5}{1,1} = 15710 \text{ daN} \cdot m = 157,10 \text{ KN}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{16,53}{1345} \right] + \left[\frac{124,73}{157,10} \right] = 0,80 \leq 1$$

Donc la résistance au moment fléchissant et l'effort axial est vérifiée

III-3-7 Vérification l'effort axial de compression:

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} \dots\dots\dots \text{(EC03 Page 155)}.$$

On a :

$$N_{sd} = \gamma_G \cdot G = 1,35 \times 1225$$

$$N_{sd} = 1653 \text{ daN} = 16,53 \text{ KN}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{5380 \times 27,5}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 134500 \text{ daN} = 1345 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 16,53 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 1345 \text{ KN}$$

Donc l'effort axial de compression est vérifié

III-3-2 Vérification de la résistance au flambement :

Le flambage ou flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure, qui soumise à un effort normal de compression, a tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion).

Le terme flambement est plutôt utilisé en mécanique des structures

La formule utilisée pour la vérification au flambement est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{(EC03 Page 181)}.$$

$$N_{sd} = 16,53 \text{ KN}$$

$$M_{z, sd} = 0 \dots\dots\dots (q_{sd}=0)$$

$$M_{y, sd} = \frac{q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{1683(7,7)^2}{8} = 12473,13 \text{ daN, m}$$

$$\gamma_{M0} = 1,1 \dots\dots\dots (\text{EC03 Page 103})$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} \quad \text{Coefficient de réduction} \dots\dots\dots (\text{EC03 Page 170}).$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) \dots\dots\dots \text{avec } \chi_{\min} \leq 1$$

$$\text{Si } \bar{\lambda} \leq 0,2 \quad \dots\dots \text{Pas de risque de flambement}$$

Plan de flambement :

Elancement λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec : } l_f : \text{longueur de flambement}$$

i : rayon de giration

$$yy' : \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{7700}{12.46} = 61.79$$

$$\lambda_y = 61,79 > \lambda_z \dots\dots\dots \text{Le flambement aura lieu suivant l'axe y-y}$$

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5} \dots\dots\dots (\text{EC03 Page 423})$$

- $\beta_1 = 1$ (section de classe 1).
- $\lambda_1 = \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} \times \pi = 93.9 \varepsilon = 93.9$
- $\varepsilon = 0,92 \rightarrow \lambda_1 = 86,38$
- $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y = \left(\frac{61,79}{86,38} \right) \times 1^{0.5} = 0.71$

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y = 0,71 > 0,4 \dots\dots\dots \text{Risque de flambement.}$$

$$\phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \dots\dots \dots (\text{EC03 Page 170}).$$

Facteur d'imperfection α :

- $\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2$
- $t_f = 0,0107 \text{ m} < 0,4 \text{ m}$
- axe de flambement y-y $\rightarrow \alpha = 0.21 \dots\dots\dots (\text{EC03 Page 171})$

donc :

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21(0.71 - 0.2) + 0.71 \right]$$

$$\phi_y = 0.8$$

Donc :

$$\chi = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.8 + (0.8^2 - 0.71^2)^{0.5}} = 0.85 < 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \dots \dots \dots \text{mais } k_y \leq 1.5 \dots \dots \dots \text{(EC03 Page 181).}$$

$$\text{Avec } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \dots \dots \dots \text{mais } \mu_y \leq 0.9$$

$\beta_{M,y}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

• $\beta_{M,y} = 1.3$ (Cas de moment due à des charge transversales). $\dots \dots \dots$ (EC03 Page 181).

$$\beta_{M,y} = 1.3 \dots \dots \dots \rightarrow \mu_y = 0.71(2 \times 1.3 - 4) + \frac{628.4 - 557.1}{557.1} = -0.86 \leq 0.9$$

$$\mu_y = -0.86 \dots \dots \dots \rightarrow k_y = 1 - \frac{-0.86 \times 1225}{0.85 \times 5380 \times 27.5} = 1.01 \leq 1.5$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}}$$

$$= \frac{1225}{0.85 \times 5380 \times 27.5 / 1.1} + \frac{1.01 \times 12473.13 \times 103}{628400 \times 27.5 / 1.1} = 0.09 \leq 1$$

Donc le flambement est vérifié

on prend les potelets en IPE 300

III-4- Conclusion :

L'étude que nous avons fait nous a permis de déterminer la nature des profiles, des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- **Les pannes : IPE 140**
- **Les lisses de bardages : UPN 140**
- **L es potelets : IPE 300**

V-1-Introduction :

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

V-2-Définition

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

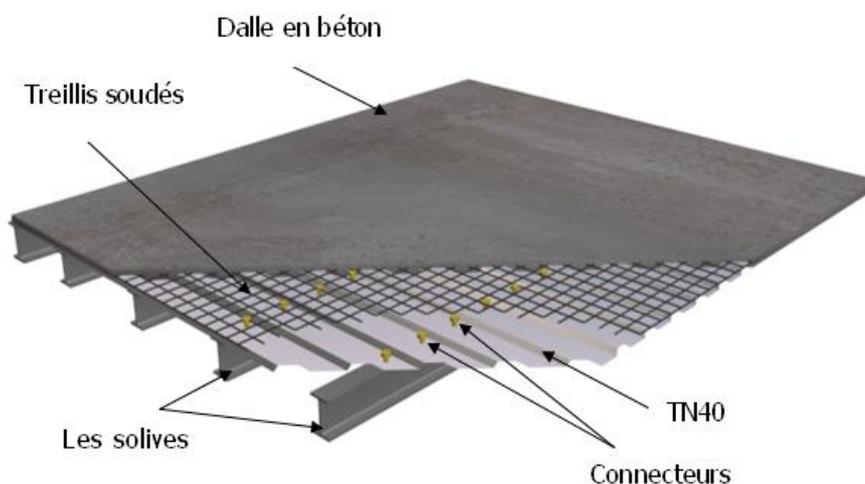


Fig :V-1 -Eléments constructifs du plancher

V-3- Disposition des solives

Pour tout les planchers de notre ouvrage, les poutrelles sont disposées dans chaque trame avec :

- la distance entre les solives est $d = 1$ m.
- la longueur de solives est $l = 6$ m.

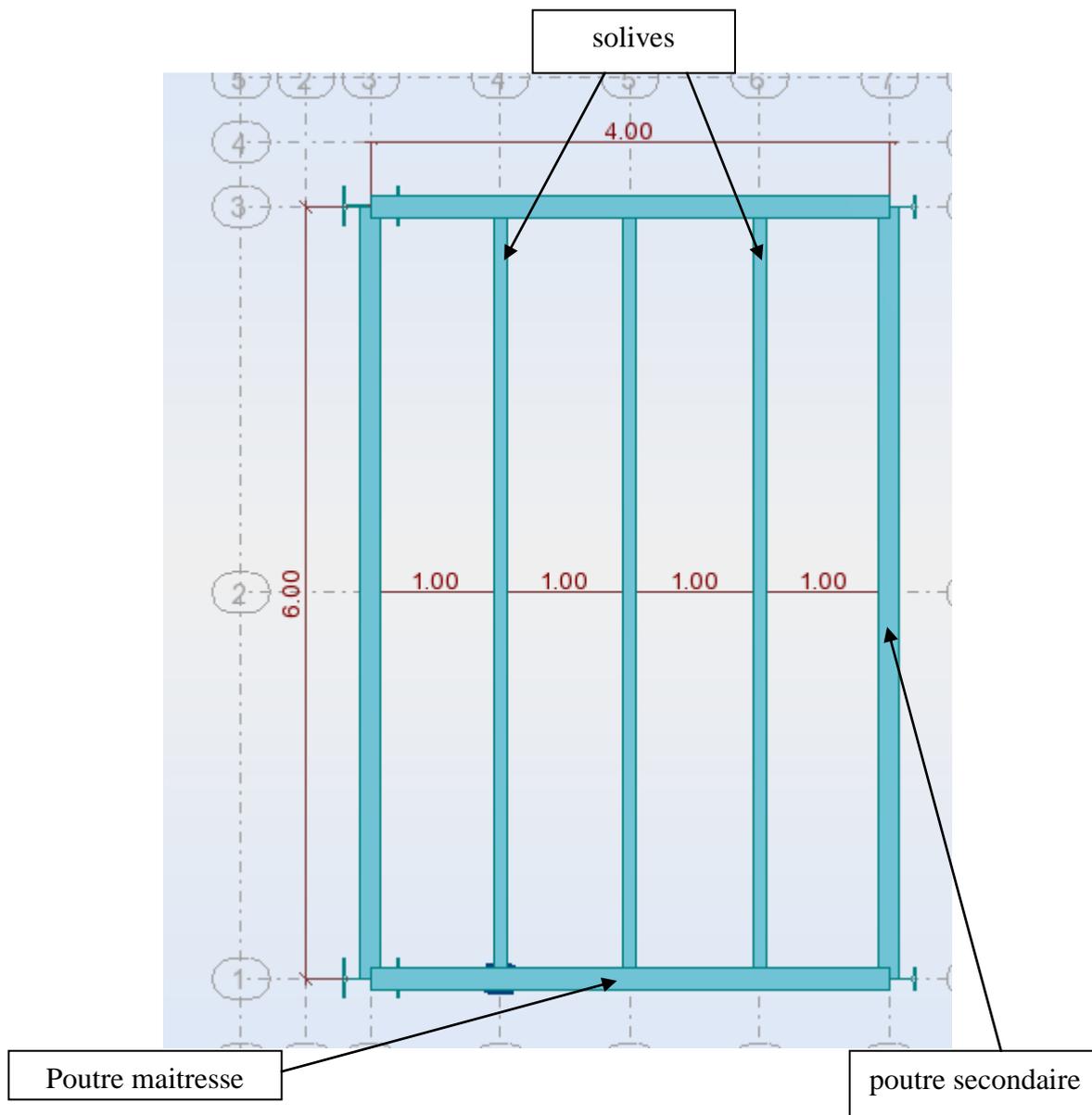


Fig. V-2 : Disposition des solives

V-4-Caractéristiques des éléments constructifs :

a) Acier :

On utilise des poutres en IPE200, comme solives, en acier S275 dont les mécanismes sont :

- ✓ Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E_a = 2.1 \times 10^8 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La limite élastique de traction, $f_y = 2.75 \times 10^5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58 f_y = 159500 \text{ KN/m}^2$
- ✓ On va estimer l'IPE200 comme solives.
- ✓ Les caractéristiques sont :

Tableau -V-1- Caractéristiques de l'IPE 200

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	p (Kg/m)
200	100	5.6	8.5	12	159	22.4
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl, y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl, z} (cm ³)
28.5	1943.2	8.26	220.6	142.31	2,24	44.6

Le béton :

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

- ✓ La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25000 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} = 1500 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$;
- ✓ Le module d'élasticité longitudinale $E_b = 1.4 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

V-4-1: Vérification au stade de montage :**a) Détermination des sollicitations :**

Dans ce cas la poutre métallique travaille seule avant participation du béton à la résistance.

➤ Charges permanentes :

Solive : $G_1 = 0.224 \text{ KN/m}$

Dalle en béton : $G_2 = (25 \times 0.10) \times 1 = 2.5 \text{ KN/m}$

Tôle (TN40): $G_3 = 0.14 \times 1 = 0.14 \text{ KN/m}$

Treillis soudé: $G_4 = 0.01 \times 1 = 0.01 \text{ KN/m}$

Accessoire : $0.03 \times 1 = 0.03 \text{ KN/m}$

Total: $G = 2.404 \text{ KN/m}$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q = \frac{8P}{3l}$$

$$Q = \frac{8 \times 1}{3 \times 6} = 0.44 \text{ KN/m}$$

✓ charge à E.L.S :

$$q_s = G + Q = 2.404 + 0.44 = 2.844 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 2.844 \text{ KN/m}$$

✓ charge à E.L.U:

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(2.404) + 1.5(0.44) = 3.905 \text{ KN/m} ;$$

$$q_u = 3.905 \text{ KN/m}$$

V-4-1-1-Vérification de la flèche :

Il faut vérifier la relation suivante :

$$f = \frac{F l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 2.844 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1943.3} = 1.17 \text{ cm} \leq \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

V-4-1-2-Vérification au cisaillement (IPE 200) :

La classe de profile :

$$\text{Ame} : \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \leq 72\varepsilon$$

$$\text{Semelle} : \frac{c}{t_f} = \frac{50}{8.5} = 5.88 \leq 10\varepsilon$$

Avec : $\varepsilon = 1$

} La classe (1)

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

V_{plRd} : Valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3.905 \times 6}{2} = 11.71 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_V (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$\begin{cases} A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f ; A=2850\text{mm} \dots \dots \dots \text{(I laminés).} \\ A_V = 2850 - 2 \times 100 \times 6.5 + (5.6 + 2 \times 12) \times 6.5 = 1401.6\text{mm}^2 \end{cases}$$

$$A_V = 1401.6\text{mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{1401.6 \times (0.275)}{1.1\sqrt{3}} = 202.3 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 11.71 \text{ KN} \leq V_{plRd} = 202.3 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

La valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant ne dépasse pas 50 % de la résistance plastique de calcul au cisaillement V_{plRd} donc on calcul pas l'interaction du moment fléchissant et l'effort tranchant.

V-4-1-3-Vérification de la résistance :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

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

$$M_{sd} = \frac{3.905 \times 6^2}{8} = 17.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{f_y w_{ply}}{\gamma_0} = \frac{(2.75 \times 221)10^{-3}}{1.1} = 55.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 17.57 \text{ KN.m} \leq M_{plRd} = 55.25 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

V-4-2- Vérification au stade de final :

Après durcissement du béton, l'inertie de la dalle participe avec l'inertie des solives, ce qui nous donne une nouvelle inertie.

a) Détermination des sollicitations :

Le plancher est soumis à la charge permanente due au poids propre de la dalle mixte et tous les accessoires.

➤ **Charges permanentes :**

Dalle en beton armée $\rho = 25 \text{ KN}/m^3$, coulée sur bacs acier

Solive : $G_1 = 0.224 \text{ KN}/m$;

Dalle en béton : $G_2 = (25 \times 0.1) \times 1 = 2.5 \text{ KN}/m$.

Revêtements en carrelage+sable+mortier..... $G_3 = 1.44 \text{ KN}/m$

Tôle (TN40):..... $G_4 = 0.14 \times 1 = 0.14 \text{ KN}/m$.

Faux plafond (placo platre): $G_5 = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ KN}/m$.

Cloison (en brique) $G_7 = 1 \times 3.57 = 3.57 \text{ KN}/m$.

Total: $G = 8.35 \text{ KN}/m$.

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN}/m.$$

✓ **charge à E.L.S :**

$$q_s = G + Q = 10.47 \text{ KN}/m$$

$$q_s = 10.47 \text{ KN}/m$$

✓ charge à E.L.U:

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(7.97) + 1.5(2.5) = 14.50 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 14.50 \text{ KN/m}$$

b) Calcul de la largeur participante du béton :

La largeur collaborant du béton ; qui participe à l'inertie globale de la section mixte ; notée par b_{eff} , est donnée selon EC4.4.2.2.1, par :

$$b_{eff} = \min\left(2 \frac{l_0}{8}, b\right) = \min\left(2 \times \frac{4}{8}, 1\right) = 1 \text{ m}$$

l_0 : la longueur de la solive (4m).

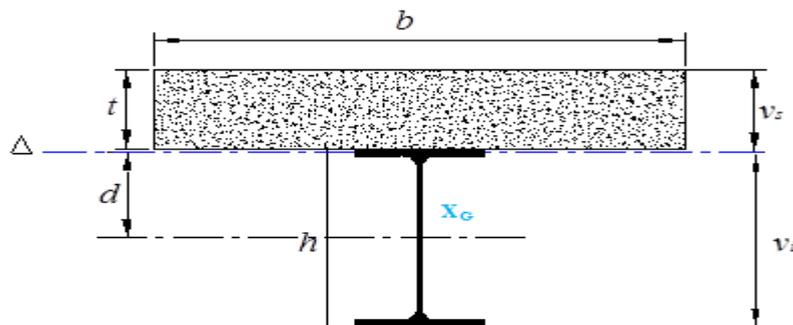


Figure -V-3 : Présentation de l'ensemble (solive- dalle)

c) La position de l'axe neutre :

Elle est donnée par la relation :

d : La distance entre l'axe neutre et le centre gravette

$$d = \frac{B}{n} \frac{t+h}{2s}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} S = A + \frac{B}{n} \\ B = b \cdot t \end{cases} \quad \begin{aligned} A &= 28.5 \text{ cm}^2 \\ B &= 100 \times 8 = 800 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

AN :

$$S = 28.5 + \frac{800}{15} = 81.83 \text{ cm}^2$$

Avec n est coefficient d'équivalence acier/béton :

$$n = \frac{E_A}{E_B} = \frac{210000}{14000} = 15$$

$$d = \frac{100 \times 8}{15} \frac{8 + 20}{2 \times 81.83} = 9.12 \text{ cm}$$

$$d = 9.12\text{cm} < \frac{h}{2} = 10\text{cm}$$

Donc l'axe neutre de la section mixte se trouve au niveau de la semelle du profilé.

v_s Est la distance entre l'axe neutre et l'extrémité de la dalle

$$v_s = \frac{h}{2} + (t - d) = \frac{20}{2} + (10 - 9.12)$$

$$v_s = 10.88\text{cm}$$

v_i Est la distance entre l'axe neutre et l'aile inférieure de la solive

$$v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{20}{2} + 9.12$$

$$v_i = 19.12\text{cm}$$

d) Le moment d'inertie :

Le moment d'inertie de la poutre mixte, par rapport à son axe neutre est donné par :

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{b_{eff} t^3}{12 n} + \frac{b_{eff}}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_A = 1943 \text{ cm}^4$$

AN:

$$I_{eq} = 1943 + 28.5 \times 9.6^2 + \frac{120 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{120 \times 8}{15} \left(\frac{10 + 20}{2} - 9.6 \right)^2$$

$$\text{Donc : } I_{eq} = 5868.32 \text{ cm}^4$$

e) Le moment fléchissant max :

$$M_{\text{Max}} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{14.51 \times 6^2}{8} = 65.29 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 65.29 \text{ kN/m}$$

f) Les contraintes de flexion :

➤ Dans l'acier (IPE 200)

✓ Contrainte de traction (semelle inférieure):

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{\text{Max}}}{I_{eq}} v_i = \frac{65.29 \times 10^3 \times 191.2}{5868.32 \times 10^4}$$

$$\sigma_{ai} = 0.14 \text{ kN/mm}^2$$

✓ Contrainte de compression (semelle supérieure):

$$\sigma_{as} = \frac{M_{\text{Max}}}{I_{eq}} (v_s - t) = \frac{65.29 \times 10^3}{5868.32 \times 10^4} (108.8 - 100)$$

$$\sigma_{as} = 0.0097 \text{ kN/mm}^2$$

➤ Dans le béton :

- ✓ Contrainte de compression (fibres inférieures):

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{Max}}{n \times I_{eq}} (v_s - t) = \frac{65.29.10^3 \times (88.8 - 80)}{15 \times 5868.32.10^4}$$

$$\sigma_{bi} = 0.000652 \text{KN/mm}^2$$

- ✓ Contrainte de compression (fibres supérieures):

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{Max}}{n \times I_{eq}} v_s = \frac{65.29 \times 10^3 \times 88.8}{15 \times 5868.32 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bs} = 0.00658 \text{KN/mm}^2$$

V-4-2- 1- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} = \frac{14.51 \times 6}{2} \quad V_{sd} = 43.53 \text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{0.58 \cdot A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.58 \times 1401.6 \times 0.275}{1.1} \quad V_{plrd} = 203.23 \text{kN}$$

Donc : $V_{sd} = 43.53 \text{KN} < V_{plrd} = 203.23 \text{KN}$

V-4-2-2- Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{\Delta}} = \frac{5 \times 10.47 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5868.32}$$

$$1.43 \text{cm} < \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

V-4-3- Contraintes additionnelles de retrait :

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement). Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

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

Ces effets provoquent :

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

Tel que : $\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$

a) Calcul:

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{20 + 8}{2} = 14 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \beta} = \frac{1943}{28.5 \times 14} = 4.86 \text{ cm} \quad ; \quad \text{avec}(I_a : \text{Iy inertie de la solive})$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 21000 \times 2.10^{-4} = 0.042 \text{ KN/mm}^2$$

$$K = \frac{Ac \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + Ac \cdot I_a + Ac \cdot A_a \cdot \beta^2}$$

$$K = 0.139 \text{ KN/cm}^3$$

$$Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{20}{2} + 4.86 = 14.86 \text{ cm}$$

$$Z_2 = Z_1 + t = 14.86 + 8 = 22.86 \text{ cm}$$

Donc les contraintes du retrait sont :

➤ **Dans l'acier (IPE 200) :**

✓ Contrainte de traction (semelle inférieure):

$$\sigma_{ai} = K(h - Z_1) = 0.139 \times (20 - 14.86)10$$

$$\sigma_{ai} = -7.14 \cdot 10^{-3} \text{KN/mm}^2$$

✓ Contrainte de compression (semelle supérieure):

$$\sigma_{as} = K \cdot Z_1 = 0.139 \times 14.86 \times 10$$

$$\sigma_{as} = 20.68 \cdot 10^{-3} \text{KN/mm}^2$$

➤ **Dans le béton :**

✓ Contrainte de compression (fibres inférieures):

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times Z_1) = \frac{1}{15} (42 - 0.139 \times 14.86 \times 10)$$

$$\sigma_{bi} = 1.42 \cdot 10^{-3} \text{KN/mm}^2$$

✓ Contrainte de compression (fibres supérieures) :

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times Z_2) = \frac{1}{15} (42 - 0.139 \times 22.86 \times 10)$$

$$\sigma_{bs} = 0.68 \cdot 10^{-3} \text{KN/m}^2$$

b) Cumul des contraintes :

➤ **Dans l'acier (IPE200) :**

$$\sigma_{ai} = -140 - 7.14 = -147.14 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{as} = 9.7 + 20.68 = 30.38 \text{N/mm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{ai} = -147.14 \text{N/mm}^2 \\ \sigma_{as} = 30.38 \text{N/mm}^2 \end{array} \right\} \leq f_y = 275 \text{N/mm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bi} = 1.42 + 0.652 = 2.07 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{bs} = 6.58 - 0.68 = 5.9 \text{N/mm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bi} = 2.07 \text{N/mm}^2 \\ \sigma_{bs} = 5.9 \text{N/mm}^2 \end{array} \right\} \leq 0.6f_{c28} = 12 \text{KN/m}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

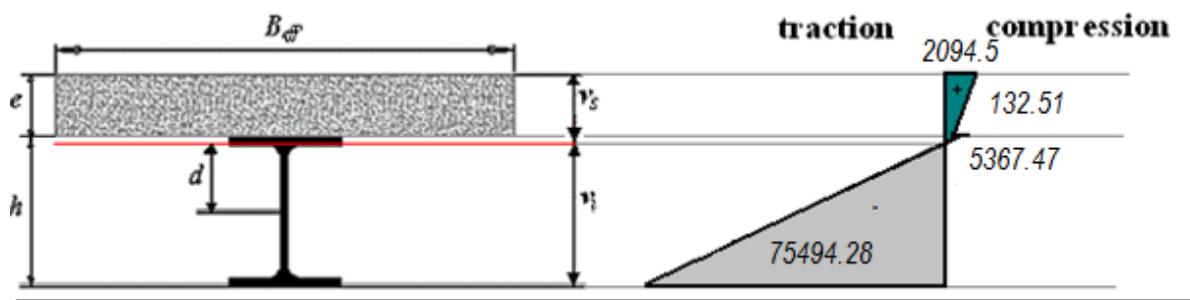


Figure III.6: Diagramme des contraintes dues au retrait.

V-5- Calcul des connecteurs :

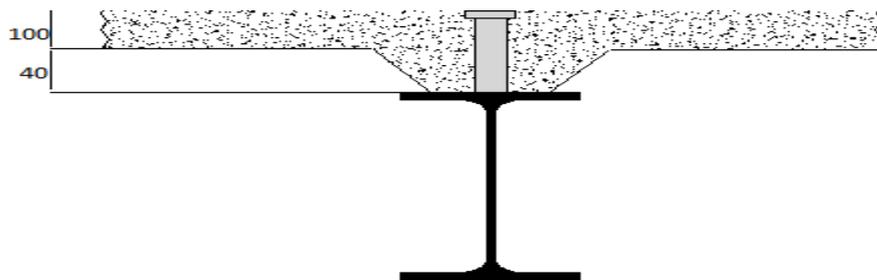


Figure -V-5: Connexion acier-béton.

V-5-1- Généralités :

Les connecteurs sont utilisés pour permettre de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal et il est appelé « connexion au cisaillement ».

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués

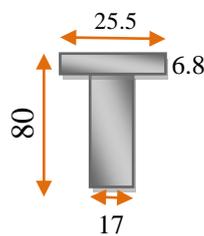


Figure-V-6 : Dimensions de connecteur

V-5-2-Le nombre de goujons et l'espacement :

Il doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé section 6.2 Eurocode 4, divisé par la résistance de calcul d'un connecteur p_{rd} section 6.3 ou 6.5 Eurocode 4.

$$N = \frac{N_1}{p_{rd}}$$

P_{Rd} : la résistance d'un connecteur

N_l : l'effort de cisaillement longitudinal

V-5-3-Calcul de la résistance d'un connecteur p_{rd} :

La résistance ultime d'un connecteur p_{rd} est donnée par :

$$\min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd} = 0.8f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \\ P_{Rd} = 0.29 \times a \times d^2 \times \sqrt{f_{ck}} \times E_{cm} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec:

- ✓ f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (2. MPa)
- ✓ f_u : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (430MPa) ;
- ✓ $\alpha = 1$ pour $\frac{h}{D} \geq 4$ (avec goujon ductile) ;
- ✓ E_{cm} module de Young instantané du béton (29 000MPa) ;
- ✓ $\gamma_v = 1.25$, le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

AN :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times 430 \times \frac{3.14 \times 17^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 62433.24 \text{ N} \\ 0.29 \times 1 \times 17^2 \times \sqrt{(20 \times 29000)} \times \frac{1}{1.25} = 51062.2 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 51062.2 \text{ N}$$

V-5-4-Calcul de la résistance d'un plancher F_{Rd} :

$$F_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0.85 \cdot b_{\text{eff}} \cdot H \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \end{array} \right.$$

On a :

$$A_a = 28.5 \text{ cm}^2 \text{ (IPE 200)}$$

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ (S275)}$$

$$f_{ck} = 20 \text{ kN/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_a = 1.1$$

$$A_c = b_{\text{eff}} \cdot t = 1 \times 0.08 = 0.08\text{m}^2$$

$$F_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2850 \times 275}{1.1} = 712500\text{N} \\ \frac{0.85 \times 54400 \times 20}{1.5} = 616533\text{N} \end{array} \right.$$

$$F_{rd} = 616533\text{N}$$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N \geq \frac{F_{rd}}{P_{Rd}} = \frac{616533}{51062.2} \geq 12.07 \approx 12$$

$$N = 12 \text{ goujons/solive}$$

V-5-5-L'espaceur des goujons :

- L'espaceur est détaillé dans l'EC4 6.3.2, 6.3.3.

Le nombre de connecteur N est uniformément reparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum ;
- Une section sur appuis ;

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc $L_{cr} = \frac{1}{2} L$

Alors l'espaceur des connecteurs S est :

$$S = \frac{l_{cr}}{N} \quad \text{avec} \quad l_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{6000}{2} = 3000\text{mm}$$

$$S = \frac{3000}{12} = 250\text{mm}$$

$$S=25 \text{ cm}$$

Donc, les connecteurs ont les dimensions : diamètre $d=17\text{mm}$, hauteur $h=80\text{mm}$, diamètre de tête de goujon 25.5mm , hauteur de tête 6.8mm ; espacés de 25 cm entre eux uniformément réparties sur toute la longueur des solives, sont disposés pour solidariser la dalle avec les solives.

V-6-Conclusion :

VIA cette étude nous avons démontrés que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posée sur des solives en IPE200, supporte les charges horizontales (permanentes, exploitations), appliquées au niveau du premier et deuxième étage du bloc administratif .

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 17 mm, espacées de 25 cm .

IV-1-Introduction :

L'escalier : Est une construction permettant aux personnes de se déplacer d'un étage à un autre, grâce à une suite de marches. Dérivé de l'échelle au niveau étymologique, sa différence avec elle est d'être fixe.

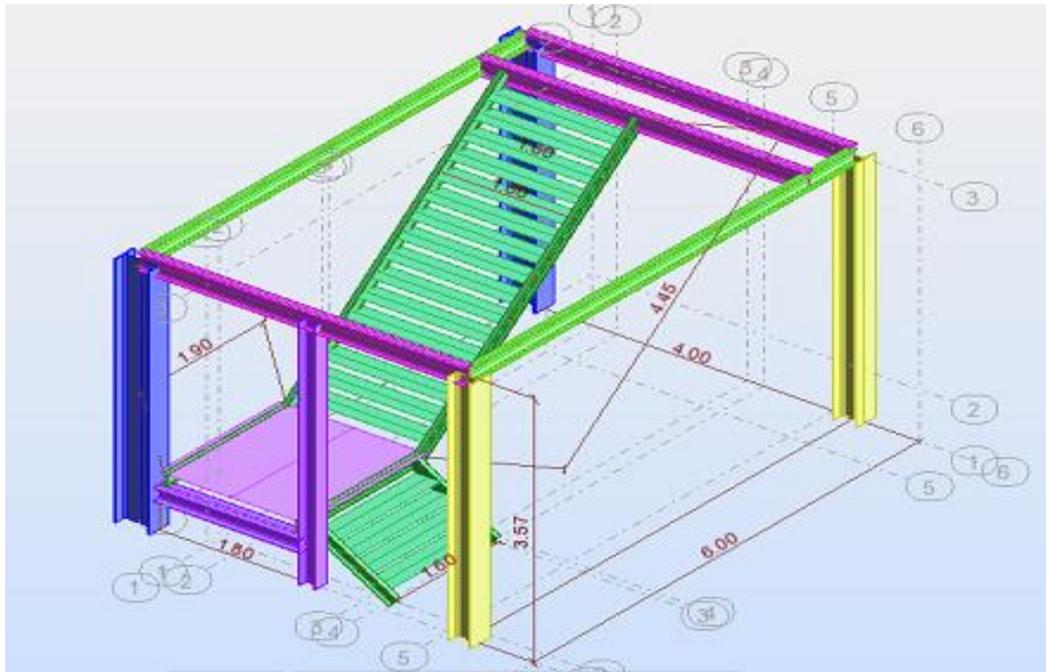


Figure IV-1 : Vue de l'escalier

IV-2- Choix des dimensions :

➤ Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage : $h = 3.57\text{m}$;
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $1.725 \times 5\text{ m}$
- L'embranchement : $1,6\text{ m}$
- Les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches (selon mémo Tech) sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - H : \text{hauteur de la marche, } 16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm ;} \\ - G : \text{largeur de la marche (giron), } 27 \leq G \leq 30 \text{ cm ;} \end{array} \right.$$

$60 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm. (Formule de RONDELET).}$

- on dispose 02 volées dans chaque étage, la hauteur de chacune est :

$$h_1 = 0.70m$$

$$h_1 = 2.87m$$

On admet une hauteur de marche : $H = 17cm$, alors le nombre des marches (n) est :

$$h/H = 357/17 = 21 \text{ contre marches}$$

pour le premier volet on a 4 marche

pour le deuxième volet on a 17 marche

la largeur d'une marche est : $G=30 \text{ cm}$

➤ Vérification de la formule de RONDELET (appelée loi du pas moyen) :

$$60 \leq 2H+G \leq 66 \text{ cm} \iff 60 \leq 2*17+30 \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- la figure ci-dessous résume les différentes dimensions de la cage d'escalier :

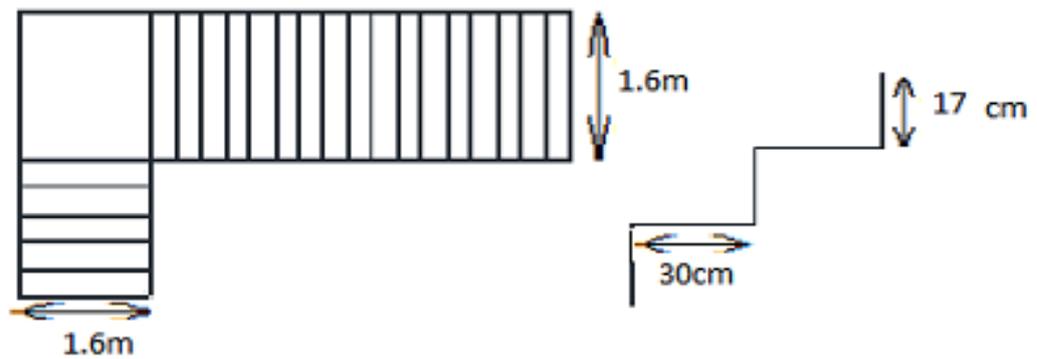


Fig. IV.2: Les dimensions de l'escalier.

IV-3- Dimensionnement des supports des marches :

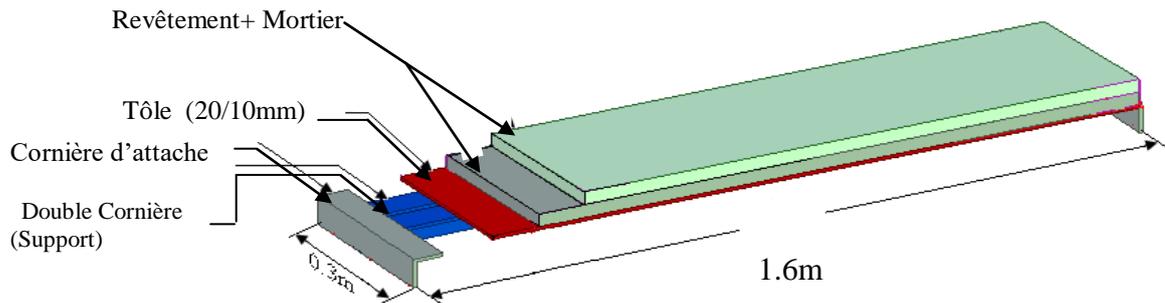


Figure. IV.3 : Eléments constructif de la marche

Longueur de la marche : $L=1,6m$

Largeur de la marche : $l=0,3m$

IV-3-1-Déterminations des sollicitations :

- Tôle (20/10mm) $\Rightarrow G_1 = 0.15KN/m^2$
- Mortier de pose : $G_2 = 0.4KN/m^2$
- Revêtements 2cm: $G_3 = 0.6KN/m^2$
- Support de marche à (estimer): $G_3 = ? KN/m$

✓ Charges permanentes :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times l = (0.15 + 0.4 + 0.6) \times 0,3 = 0.345 KN/m$$

✓ Surcharge d'exploitation : $q = 2.50 KN/m^2$

$$Q = q \times l = 2.50 \times 0,3 = 0.75 KN/m$$

✓ Combinaison à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 0.345 + 0.75 = 1.095 KN/m$$

$$q_s = 1.095 KN/m$$

✓ Combinaison à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.345 + 1.5 \times 0.75 = 1.59KN/m$$

$$q_u = 1.59KN/m$$

IV-3-2- Pré dimensionnement des supports :

On dimensionne les supports des marches sous la condition de la flèche « f_y » ;

$$f_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{1.6}{250} = 0,0064 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times T' \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 250 \times qs \times L^3}{384 \times E} \geq \frac{5 \times 250 \times 1.09 \times 160^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} \Rightarrow I_y \geq 6.92 \text{ cm}^4$$

- Ce qui correspond à : double cornière DCED 45x4.5
- Caractéristiques de double cornière DCED 45x4.5

Tableau IV-1 : Caractéristique et dimension DCED 45x4.5

$I_y(\text{cm}^4)$	$W_{\text{ely}}(\text{cm}^3)$	$A(\text{cm}^2)$	$P(\text{kg/m})$
7.15	2.20	4.30	3.06

Alors le poids propre de support :

$$G_3 = 0.0306 \text{ KN/m}$$

IV-3-3-Vérification de la flèche a l'ELS :

✓ Charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times l + G_3 = (0.15 + 0.4 + 0.6) \times 0,3 + 0.0306 = 0.38 \text{ KN/m}$$

✓ Combinaison à l'ELS :

$$qs = G + Q = 0.38 + 0.75 = 1.13 \text{ KN/m}$$

qs=1.13 KN/m

✓ Combinaison à l'ELU :

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.38 + 1.5 \times 0.75 = 1.63 \text{ KN/m}$$

qu=1.63KN/m

$$f_y = \frac{5 \times T \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

AN:

$$f_y = \frac{5 \times 1.13 \times 1.6^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 7.15} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$f_y = 0.61 \text{ cm} \leq 0.64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$

IV-3-4-Condition de la résistance a l'ELU :

F=1.579KN/m la charge a l'ELU

Il faut vérifier que : $M_{y.sd} \leq M_{el.y.Rd}$

$$M_{y.sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{1.63 \times 1,6^2}{8} = 0.52KN.m$$

$$M_{el.y.Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2.20 \times 0.75}{1.1} = 0.55 KN.m \text{ Avec } \gamma_{M0} = 1.1$$

$$M_{y.sd} = 0.52KN.m < M_{el.y.Rd} = 0.55 KN.m \dots \dots \dots \text{OK}$$

V-3-5- Vérification à l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = qu \times l/2 = 1.63 \times 1.6/2 \Rightarrow V_{sd} = 1.30KN$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_v = 390 \text{ mm}^2$$

$$\text{AN: } V_{pl,Rd} = 390 \frac{0.275/\sqrt{3}}{1.1} \Rightarrow V_{pl,Rd} = 56.44$$

Donc la condition sera : $V_{sd}=1.30kN < V_{pl,rd}=56.44 \text{ kN}$

\Rightarrow **Donc l'effort tranchant est vérifié.**

La cornière 45×45×4.5 est adopté comme support de marches.

IV-4- Dimensionnement du limon:

IV-4-1-Déterminations des sollicitassions :

- Tôle (20/10) $\Rightarrow G_1 = 0.15KN/m^2$
- Mortier de pose : $G_2 = 0.4KN/m^2$
- Revêtements: $G_3 = 0.6KN/m^2$
- Garde-corps : $G_4 = 0.15KN/m^2$
- Support de marche : $G_5 = 0.030 \text{ KN/m}$

On a : N=17 nombres des marches ;

L= 1.60 m Emmarchement ;

L=6.25 m la longueur de limon incliné.

Remarque importante :

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de Marche pour avoir le profile UPN minimum a adopté :

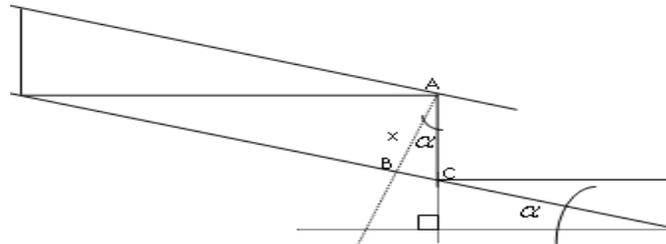


Fig. IV: La largeur minimale de limon

Dans le triangle ABC : $\cos\alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h} \Rightarrow x = h \cdot \cos\alpha = 17 \cdot \cos 40,17 = 12,99 \approx 13\text{cm}$

Donc on adopte au minimum un UPN160 de h=16cm

-poids propre de limon UPN60

$G_6 = 0.189$

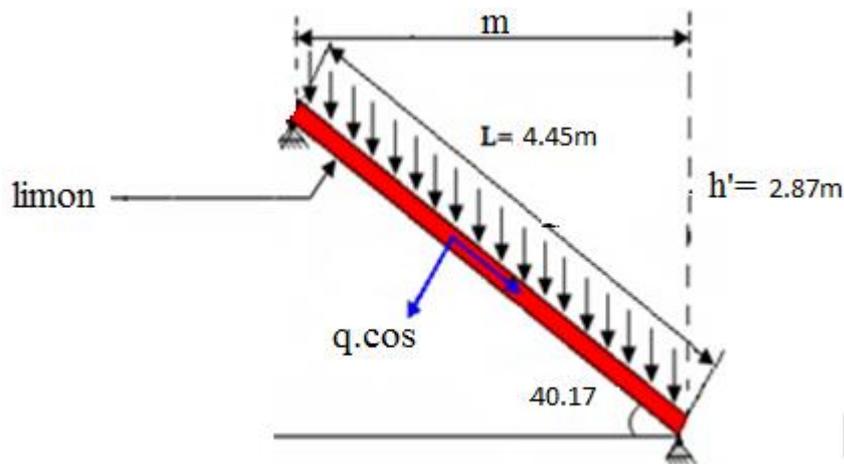


Fig. IV.4: Distribution des charges sur un limon.

✓ Charge permanente :

$$G = \left[\left((G_1 + G_2 + G_3) \times \frac{d}{2} \times l \times n' \right) + \left(P_c \times \frac{d}{2} \times n' \right) \right] \frac{1}{L} + P_G$$

$$G = \left[\left((0.15 + 0.4 + 0.6) \times 0,8 \times 0,3 \times 17 \right) + \left(0,0306 \times 0,8 \times 17 \right) \right] \times \frac{1}{4,45} + 1.50$$

G=2.65 KN/m

✓ Surcharge d'exploitation : $q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \frac{1}{2} q \times L = \frac{1}{2} (2.50 \times 1.6) = 2 \text{ KN/m}$$

✓ Combinaison à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 2.65 + 2 = 4.65 \text{ KN/m}$$

$q_s=4.65 \text{ KN/m}$

✓ Combinaison à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2.65 + 1.5 \times 2 = 6.58 \text{ KN/m}$$

$q_u=6.58 \text{ KN/m}$

➤ Caractéristiques de limon UPN 160 :

Tableau IV-2 : Caractéristiques et dimension de l' UPN 160

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
160	65	7.5	10.5	10.5	115	18.8
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
24	925	6.21	138	85.3	1.89	35.2

IV-4-2-Vérification de la flèche a l'ELS :

$$f_y = \frac{5 \times q_s \cos(40.17) \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

AN:

$$f_y = \frac{5 \times 4.65 \cos(40.17) \times 4.45^4}{384 \times 2.1 \times 10^{10} \times 925} \leq f_{adm} = \frac{4.45}{250}$$

$$f_y = 0.93 \text{ cm} \leq 1.78 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

IV-4-3-Vérification de la résistance a l'ELU :

IV-4-3-1-Vérification de moment fléchissant :

Il faut vérifier que : $M_{y\ sd} \leq M_{c\ Rdy}$

$$M_{y\ sd} = \frac{q_u \cos(40.17) L^2}{8} = \frac{4.65 \cos(40.17) \times 4.45^2}{8} = 8.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{c\ Rdy} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 138 \times 10^{-6} \times \frac{0.275 \times 10^{-3}}{1.1} = 34.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{y\ sd} = 8.8 \text{ KN.m} < M_{c\ Rdy} = 34.5 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

La condition du moment fléchissant est vérifiée.

IV-4-3-2-Vérification à la compression :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$q_u' = q_u \times \sin \alpha = 6.58 \times \sin 40.17^\circ = 4.24 \text{ KN/m}$$

$$N_{sd} = q_u' \times L = 4.24 \times 4.45 = 18.87 \text{ KN}$$

$$N_{pl,y} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{24 \times 10^2 \times 0.275}{1.1} = 600 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 7.42 \text{ KN} \leq N_{pl,Rd} = 600 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

IV-4-3-3-Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = q_u' \times 1/2 = 4.24 \times 4.45/2 \Rightarrow V_{sd} = 9.44 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M_0}}$$

Profil en U : $A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f \dots \dots \dots$ voir EC3 5.4.6.2 .p158

$$A_v = 24 \times 10^2 - 2(65)(10.5) + (7.5 + 10.5)10.5$$

$$A_v = 1224 \text{ mm}^2$$

$$\text{AN: } V_{pl,Rd} = 1224 \frac{0.275/\sqrt{3}}{1.1} \Rightarrow V_{pl,Rd} = 176.66$$

Donc la condition sera : $V_{sd}=3.71 \text{ kN} < V_{pl,rd}=176.66 \text{ kN}$

→donc l'effort tranchant est vérifié

D'après les verifications ,le profilés UPN160 est adoptes comme limon.

IV-5- Dimensionnement du palier de repos :**IV-5-1- La tôle:**

Pour le calcul, on prend une partie de la tôle équivalente à 1/2 de la surface totale de palier de repos, soudée sur ces 4 cotés avec les poutres porteuses du palier, de dimension $0.8 \times 1.6 \text{ m}^2$

IV-5-1-1-Déterminations des sollicitations :

✓ Charge permanente :

- Tôle(20/10): $G_1 = 0.15\text{KN/m}^2$

- Mortier de pose : $G_2 = 0.4\text{KN/m}^2$

- Revêtements en carrelage : $G_3 = 0.6\text{KN/m}^2$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 0.15 + 0.4 + 0.6 = 1.15\text{KN/m}^2$$

G=1.15KN/m²

✓ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

✓ Combinaison à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 1.15 + 2.5 = 3.65 \text{ KN/m}^2$$

q_s= 3.65 KN/m²

IV-5-1-2-Vérification de la flèche a l'ELS :

On a pour une plaque rectangulaire uniformément chargée, encadrée sur 2 cotés (soudée) :

e = 0.002m, a = 0.8m, b = 1.6m donc b/a = 2

Supposant que le centre du repère (OXY) est confondu avec le centre de gravite de la plaque. La flèche maximale (quand x=0, y=0), est :

$$f = \frac{0.0277 \times q_s \times a^4}{E \times e^3} \leq f_{adm} = \frac{a}{250}$$

AN :

$$f = \frac{0.0277 \times 365 \times 10^{-06} \times 800^4}{21 \times 10^{04} \times 2^3} \leq \frac{800}{250}$$

2.4cm ≤ 3.2cm OK

IV-5-2- Entretoise :

IV-5-2-1-1-Déterminations des sollicitations :

- Tôle (20/10mm) : $G_1 = 0.15 \text{KN/m}^2$
- Mortier de pose : $G_2 = 0.4 \text{KN/m}^2$
- Revêtements en carrelage : $G_3 = 0.6 \text{KN/m}^2$
- poids propre de la poutre : $G_4 = ? \text{KN/m}$

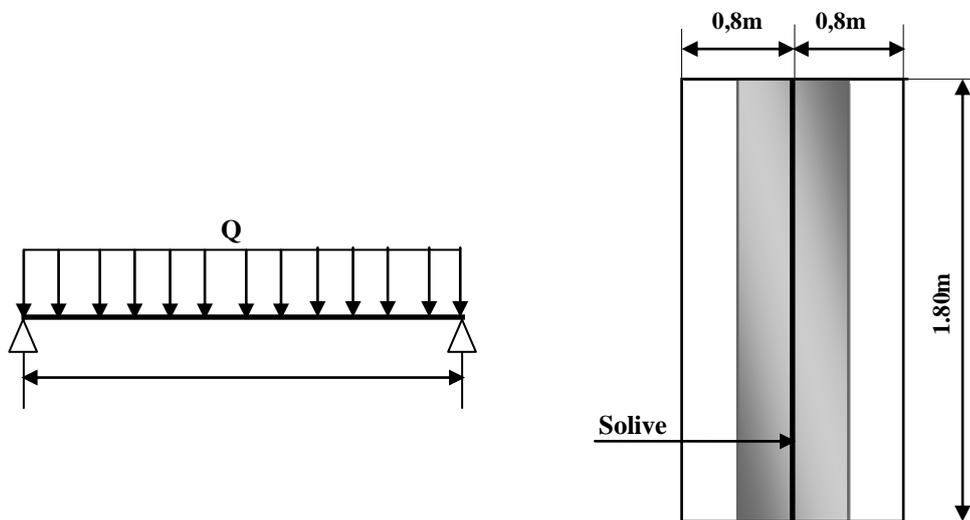


Figure -IV-5 : Distribution des charges sur poutre palière

- ✓ Charge permanente :

$$G_1 = \frac{1}{2} (0.15 \times 1,6) = 0.12 \text{ KN/m}$$

$$G_2 = \frac{1}{2} (0.4 \times 1,6) = 0.32 \text{ KN/m}$$

$$G_3 = \frac{1}{2} (0.6 \times 1,6) = 0.48 \text{ KN/m}$$

$$G' = G_1 + G_2 + G_3 = 0.12 + 0.32 + 0.48 = 0.92 \text{KN/m}$$

- ✓ Surcharge d'exploitation : $q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \frac{1}{2} q \times L = \frac{1}{2} (2.50 \times 1.6) = 2 \text{ KN/m}$$

- ✓ Combinaison à l'ELS :

$$q_s = G' + Q = 0.92 + 2 = 2.92 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 2.92 \text{ KN/m}$$

- ✓ Combinaison à l'ELU :

$$q_s = 1.35G' + 1.5Q = 1.35 \times 0.92 + 1.5 \times 2 = 4.24 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 4.24 \text{ KN/m}$$

IV-5-2-1- 2-Pré dimensionnement de la solive :

On dimensionne les supports des marches sous la condition de la flèche « f_z » ;

$$f_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 250 \times 2.92 \times 160^3}{384 \times 2.1 \times 10^{06}} \Rightarrow I_y \geq 18.54\text{cm}^4$$

Ce qui correspond à : **IPE 120**

➤ Caractéristiques de solive IPE 120 :

Tableau IV-3 : Caractéristique et dimension IPE 120

I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A (cm ²)	P (kg/m)
27.65	60.7	13.2	10.4

Alors le poids propre de solive : **$G_4 = 0.104\text{KN/m}$**

IV-5-2-1-3-Vérification de la flèche a l'ELS :

✓ Charge permanente :

$$G = G' + G_{\text{prof}} = 0.92 + 0.104 \text{ KN/m}$$

$$G = 1.024\text{KN/m}$$

✓ Combinaison à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 1.024 + 2 = 3.024 \text{ KN/m}$$

$$q_s=3.024\text{KN/m}$$

✓ Combinaison à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.98 + 1.5 \times 2 = 4.38\text{KN/m}$$

$$q_u=4.38\text{KN/m}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

AN:

$$f_y = \frac{5 \times 3.024 \times 160^4}{384 \times 21 \times 10^{06} \times 27.65} \leq f_{\text{adm}} = \frac{160}{250}$$

$$f_y = 0.04\text{cm} \leq 0.64\text{cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

IV-5-2-1-4-Vérification de la résistance a l'ELU :

$$q_u = 4.38 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que : $M_{y, sd} \leq M_{c, Rdy}$

$$M_{y, sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{4.38 \times 1.60^2}{8} = 1.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{c, Rdy} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 60.7 \times \frac{0.275}{1.1} = 15 \text{ KN.m}$$

$$M_{y, sd} = 1.40 \text{ KN.m} < M_{c, Rdy} = 15 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

IV-5-2-1-5-Vérification à l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = q_u \times 1/2 = 4.38 \times 1.6/2 \Rightarrow V_{sd} = 3.50 \text{ KN}$$

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

Profil en U : $A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f \dots \dots \dots$ voir EC3 5.4.6.2 . p158

$$A_v = 13.2 \times 10^2 - 2(64)(6.3) + (4.4 + 2(7))6.3$$

$$A_v = 629.52 \text{ mm}^2$$

$$\text{AN: } V_{pl, Rd} = 629.52 \frac{0.275 / \sqrt{3}}{1.1} \Rightarrow V_{pl, Rd} = 51.58$$

Donc la condition sera : $V_{sd} = 3.50 \text{ kN} < V_{pl, rd} = 90.86 \text{ kN}$

→ donc l'effort tranchant est vérifié

Donc : on a adopté comme solive de palier de repos un profile **IPE120** pour que la solive doit bien résiste aux sollicitations.

IV-5-3- La poutre d'appuis des limons :**IV-5-3-1-Déterminations des sollicitations :**

On a : $L = 1.8\text{m}$

a) Les charges réparties :

✓ Charge permanente :

- Tôle (20/10mm) : $G_1 = 0.15\text{KN/m}^2$

- Mortier de pose : $G_2 = 0.4\text{KN/m}^2$

-Revêtements en carrelages : $G_3 = 0.6\text{KN/m}^2$

- Garde-corps : $G_4 = 0.15\text{KN/m}^2$

- poids propre de la poutre d'appuis estimé IPE200: $G_5 = 0.224\text{KN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times 0.8 + G_5 = (0.15 + 0.4 + 0.6) \times 0.8 + 0.15 + 0.224 = 1.29 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{G=1.29\text{KN/m}}$$

✓ Surcharge d'exploitation : $q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 2.5 \times 1.6 = 4 \text{ KN/m}$$

✓ Combinaison à l'ELS :

$$\mathbf{q_s = G + Q = 5.29 \text{ KN/m}}$$

$$\mathbf{q_s=5.29\text{KN/m}}$$

✓ Combinaison à l'ELU :

$$\mathbf{q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.74\text{KN/m}}$$

$$\mathbf{q_u=7.74\text{KN/m}}$$

b) Les charges ponctuelles :

✓ Charge permanente :

$$G=G_{limon} = 2.65 \times 6.25 = 16.56\text{KN}$$

$$G = 16.56 \text{ KN}$$

✓ Surcharge d'exploitation : $q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

$$Q' = (2.5 \times 1.8 \times 0.8) = 3.6\text{KN}$$

✓ Combinaison à l'ELS :

$$q_s' = G + Q' = 20.16KN$$

$$q_s' = 20.16 KN$$

✓ Combinaison à l'ELU :

$$q_U' = 1.35G + 1.5Q' = 27.76KN$$

$$q_U' = 27.76 KN$$

➤ Caractéristiques de poutre IPE 200 :

Tableau IV-5 : Caractéristique et dimension IPE 200

I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A (cm ²)	P (kg/m)
1943	221	28.5	2.24

IV-5-3-2-Vérification de la flèche a l'ELS :

On a deux charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre IPE200. Pour calculer la flèche on utilise le théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches dues au chacune de ces charges. D'après l'aide mémoire (RDM), la flèche au milieu de la poutre, due a une charge ponctuelle F appliquée a une distance (a) de l'extrémité de la poutre est égale à :

$$f = \frac{F \times a}{48EI_y} (3L^2 - 4a^2)$$

Tq $a_1=a_2=0.10$ m ; $a_3=1.60$ m ; $I_y=1317$ cm⁴ et $F= q_s'=20.16KN$

$$f_1 = \frac{q_s' \times a_1}{48EI_y} (3L^2 - 4a_1^2) \rightarrow f_1 = \frac{20.16 \times 0.10}{48 \times 2.1 \times 1943} (3 \times 1.6^2 - 4 \times 0.10^2) = 0.00008 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{q_s' \times a_2}{48EI_y} (3L^2 - 4a_2^2) \rightarrow f_2 = \frac{20.16 \times 1.70}{48 \times 2.1 \times 1943} (3 \times 1.6^2 - 4 \times 0.8^2) = 0.00089 \text{ cm}$$

La flèche due à la charge répartie :

$$f_5 = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

Tq : $L=1.8m$ et ; $q_s=5.29KN/m$

$$f_3 = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_5 = \frac{5 \times 5.29 \times 180^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1943} = 0.18cm \leq \frac{180}{250} = 0.72 \text{ cm}$$

Alors la flèche totale égale :

$$f_t = f_1 + f_2 + f_3$$

$$f_t = 0.00008 + 0.18 + 0.00089 = 0.18 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$f_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{180}{250} = 0.72 \text{ cm}$$

$$f_t = 0.011 \text{ cm} \leq f_{\max} = 0.72 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Donc la condition flèche est vérifiée.

IV-5-3-2-Vérification de la résistance a l'ELU:

$F = q_u = 7.74 \text{ KN/m}$ et $F' = q_u' = 27.76 \text{ KN}$

Il faut vérifier que : $M_{y \text{ sd}} \leq M_{c \text{ Rdy}}$

➤ **Calcul de moment $M_{y \text{ sd}}$:**

Calcul les réactions R_A et R_B :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma F_{\text{ext}} = 0 \dots \dots \dots (01) \\ \Sigma M_{/A} = 0 \dots \dots \dots (02) \end{array} \right.$$

$$R_A = R_B = \frac{(F \times L) + 2F'}{2} = \frac{(7.74 \times 1.8) + (2 \times 27.76)}{2} = 34.73 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Sd}} = M_{\text{Max}} = \frac{R_A \times L}{2} - \frac{F \times L^2}{8} - F'(L - a_1)$$

$$M_{\text{Sd}} = M_{\text{Max}} = \frac{34.73 \times 1.8}{2} - \frac{7.74 \times 1.8^2}{8} - 27.76(1.8 - 0.20) = 45.26 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de moment $M_{c \text{ Rd}}$:**

Classification de la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \leq 72\varepsilon \\ \frac{c}{t_f} = \frac{50}{8.5} = 5.88 \leq 10\varepsilon \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{donc la section est de classe 1}$$

$$M_{cRd} = \frac{f_y \times W_{PLY}}{\gamma_0} = \frac{0.275 \times 211}{1.1} = 55.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 45.26 \text{ KN.m} \leq M_{cRd} = 55.25 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Donc : IPE200 est adopté comme une poutre d'appuis de limon.

IV-6- Conclusion :

A partir de ces calculs, nous avons obtenu les dimensions des éléments principaux de l'escalier, à savoir

- | | |
|-------------------------------|-------------------|
| 1- Supports des marches : | DCED45×4.5 |
| 2- Limon : | UPN 160 |
| 3- Entretoise : | IPE 120 |
| 4- Poutre d'appuis de limon : | IPE200 |

VI.I -Introduction

La manutention d'objets lourds dans un hall industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage, parmi les plus courants il ya les ponts roulants.

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement de 20 m de portée abritant deux ponts roulants de 10 T (de puissance) circulant sur le long d'une voie de roulement de 72m.

Les poutres de roulement sont des poutres de 6m de travée qui s'appuient sur des consoles soudées aux poteaux des portiques

Définition : -

Le pont roulant est l'appareil de levage le plus utilisé aux ateliers, magasins, parcs et salles des machines ...etc.

Ils ont des caractéristiques fixes qui sont fournies par le constructeur, les calculs consistent donc à dimensionner et à vérifier la poutre de roulement, qui reprend les charges verticales fixes et mobiles et les forces horizontales longitudinales dues au freinage du pont, ainsi que la poutre de freinage, qui reprend les efforts de freinages transversaux.

VI.II.2 - Caractéristiques moyennes des ponts roulants courants

N : Puissance du pont

B : Poids du pont

K : Poids du palan (chariot)

R Max : Réaction verticale maximale statique (pont immobile)

R₁ Max : Réaction verticale maximale dynamique (pont en mouvement)

R₂ Max : Réaction horizontale longitudinale maximale (pont en freinage)

R₃ Max : Réaction horizontale transversale maximale

L : Ecartement des galets de translation

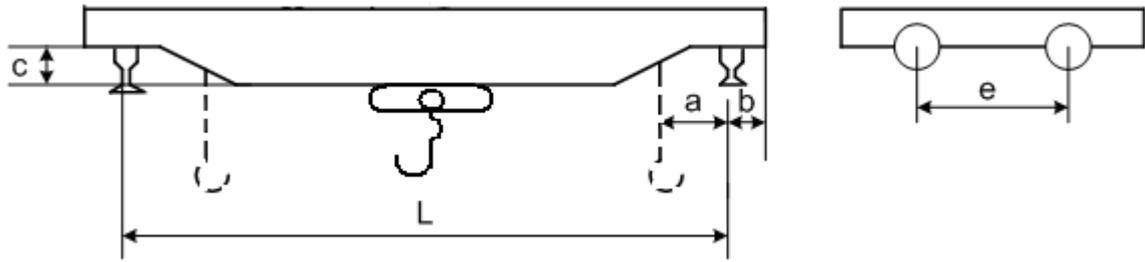


Figure VI.1 : Schéma du pont roulant

-Caractéristiques géométriques du pont roulant :

TAB VI.1 : Caractéristiques du pont roulant

Puissance N(t)	L(m)	a min(m)	b (m)	c (m)	D(m)	e(m)
10	20	0.90	0.30	0.55	1.90	3.6

-Charges et vitesses :

TAB VI.2: Ls charges et vitesses du pont roulant

Puissance (t)	Portée (m)	Vitesses (m/min)			Poids (t)			Charge sur un galet (t)	
		Levage	Direction	Translate.	Pont	Palan	Total		
N	L				B	K	B+K	R _{max}	R _{min}
10	20	6	30	80	16	4	20	10.7	4.3

- Classement des ponts roulants :

Suivant les conditions d'utilisation :

B : Utilisation régulière en service intermittent.

2 : Soulèvement de charges variant de zéro (0) à la charge nominale.

D'où les groupe en fonction de ces caractéristiques :

TAB VI.3 : Classements des ponts roulants

I	A-1	A-2	B1	C-1
II	A-3	B-2	-	C-2
III	-	B-3	-	C-3

Coefficients :

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

φ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales

TAB VI.4 : Valeur des coefficients d'adhérence et de majoration dynamique des reactions

Groupe du pont Roulant	Chemin de Roulement φ_1	Support de chemin De roulement φ_2	C
Pont d'atelier à crochet «II»	1,15	1,05	0,20

VI.II.3 - Calcul de la poutre de roulement PDR :

- Réactions aux galets d'un pont roulant :

A - Charges verticales :

R Max : Charge maximale statique.

R Min : b Charge minimale statique.

R₁ Max : Charge maximale dynamique.

R₁ Min : Charge minimale dynamique.

$$R_1 \text{Max} = 1.15 \times 10.7 \times 10 = 123.1 \text{KN}$$

$$R_1 \text{MIN} = 1.15 \times 4.3 \times 10 = 49.5 \text{KN}$$

$$\mathbf{R_1 \text{Max} = 123.1 \text{KN} \quad \mathbf{R_1 \text{Min} = 49.5 \text{KN}}$$

B - Charges horizontales longitudinales :**R₂ Max** : Charge maximale.**R₂ Min** : Charge minimale.

$$R_2 \text{Max} = c \times R \text{Max} = 0.2 \times 10.7 * 10 = 21.4 \text{KN}$$

$$R_2 \text{Min} = c \times R \text{Min} = 0.2 \times 4.3 * 10 = 8.6 \text{KN}$$

$$\mathbf{R_2 \text{Max} = 21.4 \text{KN}}$$

$$\mathbf{R_2 \text{Min} = 8.6 \text{KN}}$$

C - Charge horizontale transversale :**R₃Max**: Charge maximale.**R₃Min**: Charge minimale.**C. 1 - Palan au milieu de la portée du pont :**

$$R_3 \text{Max} = \pm \left\{ 0,024 (K + N + B) \frac{L}{e} + 0,021 (N + K) \right\}$$

$$R_3 \text{Max} = \pm \left\{ 0,024 (4 + 10 + 16) \frac{20}{3.6} + 0,021 (10 + 4) \right\}$$

$$R_3 \text{Max} = \pm 4.294t = 42.94 \text{KN}$$

$$R_3 \text{Min} = \pm \left\{ 0,024 (K + N + B) \frac{L}{e} - 0,021 (N + K) \right\}$$

$$R_3 \text{Min} = \pm \left\{ 0,024 (4 + 10 + 16) \frac{20}{3.6} - 0,021 (10 + 4) \right\}$$

$$R_3 \text{Min} = \pm 3.706t = 37.06 \text{KN}$$

$$\mathbf{R_3 \text{Max} = 42.94 \text{KN}}$$

$$\mathbf{R_3 \text{Min} = 37.06 \text{KN}}$$

C. 2 - Palan à distance minimale du chemin de roulement :

$$R_3 \text{Max} = \pm \left\{ 0.0052 (K + N + 5B) \frac{L}{e} + 0,021 (N + K) \right\}$$

$$R_3 \text{Max} = \pm \left\{ 0.0052 (4 + 10 + 5 \times 16) \frac{20}{3.6} + 0,021 (10 + 4) \right\}$$

$$R_3 \text{Max} = \pm 3.010t = 30.10 \text{KN}$$

$$R_3\text{Min} = \pm \left\{ 0.0052 (K + N + 5B) \frac{L}{e} - 0,021 (N + K) \right\}$$

$$R_3\text{Min} = \pm \left\{ 0.0052 (4 + 10 + 5 \times 16) \frac{20}{3.6} - 0,021 (10 + 4) \right\}$$

$$R_3\text{Min} = \pm 2.421 \text{ t} = 24.21\text{KN}$$

$$R_3\text{Max}=30.10\text{KN}$$

$$R_3\text{Min}=24.21\text{KN}$$

TAB VI.5 : Réaction aux galets d'un pont roulant en charge

Réaction	R en (KN)	R ₁ en (KN)	R ₂ en (KN)	R ₃ en (KN) Au milieu	R ₃ en (KN) A dist min du pdr
Max	107	123.1	21.4	42.94	30.10
Min	43	49.5	8.6	36.06	24.21

VI.II.4 – Pré dimensionnement de la poutre de roulement :

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrie par rapport au milieu de la poutre.

- Travée de l = 6m (sur deux appuis simple)
- Distance entre galets e=3.6 m

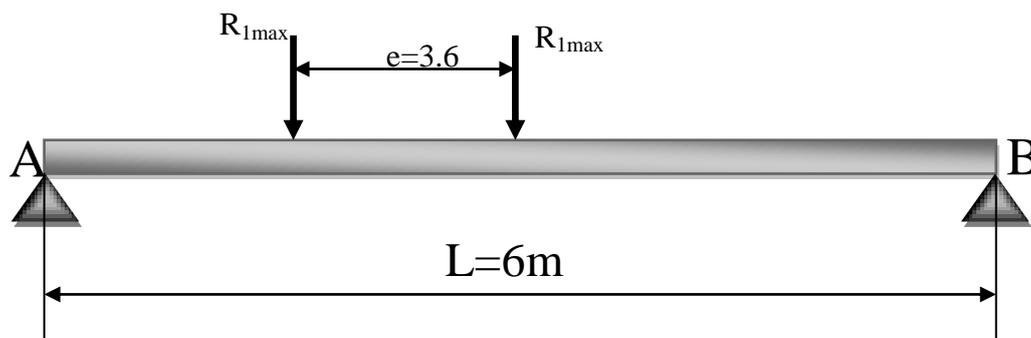


Figure VI.2 : disposition des réactions des galets sur la PDR

-Condition de la flèche :

La flèche admissible : $\delta_{adm} = \frac{l}{750} = 0.8cm$

La flèche maximale : δ_v

Avec : $\delta_v \leq \delta_{adm}$

$$\delta_v = \frac{MaxR(l - e)[3l^2 - (l - e)^2]}{48EI_y} \leq \frac{l}{750}$$

$$I_y \geq 32558.57 \text{ cm}^4$$

On adopte le profilé **HEA360** dont les caractéristiques sont les suivantes

TAB VI.6 : caractéristiques du profile HEA360

HEA 360	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{ply} cm ³	W_{plz} cm ³	t_f mm	A cm ²	P Kg/m	h mm	B mm	t_w mm
	33089.8	7886.8	1890.8	802.3	17.5	142.8	112.1	350	300	10

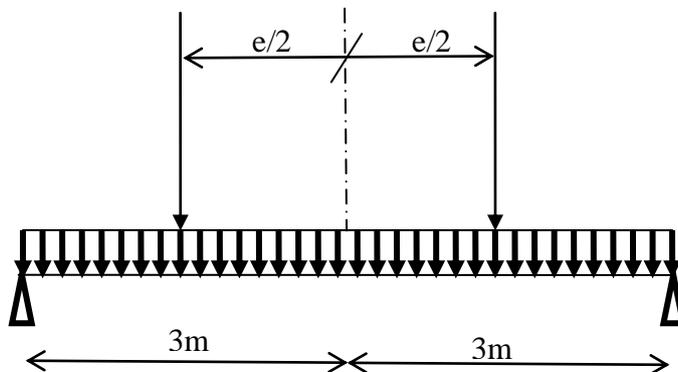


Figure VI. 3 : Disposition des efforts sur la poutre de roulement

-Choix du rail :

Pour des puissances inférieures ou égal à 10 tonnes avec une portée 20m, on emploie des barreaux (fer carré) soudés sur le chemin de roulement .On adopte des rails carrés en acier A50 de dimension (55mm×55mm).

TABVI.7 : caractéristiques du rail

Désignation	Surf cm ²	poids kg/m	I_y cm ⁴	$W_{el.y}$ cm ³	I_z cm ⁴	$W_{el.z}$ cm ³	H mm	K mm
A55	40.7	32	182	46.9	339	44.9	65	55

-Les charges supportées par la PDR

Poids propre de la PDR : HEA 360 $G_{pdr} = 112.1 \text{ daN/m}$

Poids du rail A50 $G_r = 32 \text{ daN/m}$

Charges uniformément réparties : ...

$$G_1 = 10\% G_{pdr} \text{ du profil HEA360} = \frac{10 \times 112.1 \text{ daN} / \text{m}}{100} = 11.21 \text{ daN} / \text{m}$$

$$G_p = G_{pdr} + G_r + G_1 = 112.1 + 32 + 11.21 = 155.31 \text{ daN/m}$$

$$G_p = 1.5531 \text{ kN/m}$$

VI.II.5 - Vérification de la flèche verticale pour HEA360 :

A-Charge répartie :

$$f_{1\max} = \frac{5 \times G_p \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.5531 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 33089.8} \Rightarrow f_{1\max} = 0.038 \text{ cm}$$

$f_{1\max} = 0.038 \text{ cm}$

B-Charge roulante :

$$f_{2\max} = \frac{R_{1\max} (l - e)(3l^2 - (l - e)^2)}{48 \times E \times I_y} = \frac{12.31 \times 10^3 (600 - 360) [(3(600)^2 - (600 - 360)^2)]}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 33089.8} \Rightarrow f_{2\max} = 0.91 \text{ cm}$$

$f_{2\max} = 0.91 \text{ cm}$

$$f_{\max} = f_{1\max} + f_{2\max} = 0.038 + 0.91 = 0.938 \leq f_{ad} = 0.8 \text{ cm}$$

Donc la condition n'est pas vérifiée

Pour résoudre ce problème de flèche en augmente la section du profile

En choisit un HEA400 et les caractéristique de ce profile est :

TABVL8 : caractéristiques du rail

HEA 400	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	W_{plz} cm^3	t_f mm	A cm^2	P Kg/m	h mm	B mm	t_w mm
	450689 .4	8563.1	2561.8	872.9	19	159. 0	124.8	390	300	10

VII.II.5 - Vérification de la flèche verticale pour HEA400 :

A-Charge répartie :

$$f_{1\max} = \frac{5 \times G_p \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.5531 \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 45069.8} \Rightarrow f_{1\max} = 0.028 \text{ cm}$$

B-Charge roulante :

$$f_{2\max} = \frac{R_{1\max} (l-e)(3l^2 - (l-e)^2)}{48 \times E \times I_y} = \frac{12.31 \times 10^3 (600-360) [(3(600)^2 - (600-360)^2)]}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 45069.4} \Rightarrow f_{2\max} = 0.66 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = f_{1\max} + f_{2\max} = 0.028 + 0.66 = 0.688 \leq f_{ad} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$$

VI.II.6- Vérification de la flèche horizontale :

$$f_{\max} = \frac{R_{3\max} \times (L-e) [3L^2 - (L-e)^2]}{48 \times E \times I_{sem}}$$

I_{sem} : inertie de la semelle supérieure de la PDR par rapport à l'axe z - z'

$$I_{sem} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{1.9 \times (30)^3}{12} = 4275 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{4.294 \times 10^3 \times (6-3.6) [3 \times 6^2 - (6-3.6)^2] \times 10^6}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times 4.275 \times 10^7} = 0.002 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.002 \text{ cm} < 0.8 \text{ cm}$$

La condition de la flèche horizontale est vérifiée

VI.II.7-Vérification sous charge verticale :

A- Vérification à l'état limite ultime (flexion) :

a) Calcul de classe de HEA400 :

L' âme : $d/t_w = 298/11 = 27.09 \leq 72 \xi \rightarrow$ classe I

Semelle : $c/t_f = 117.5/19 = 6.15 \leq 10 \xi \rightarrow$ classe I

Donc : le profile de classe I

b) Calcul du moment maximal du à MaxR₁ :

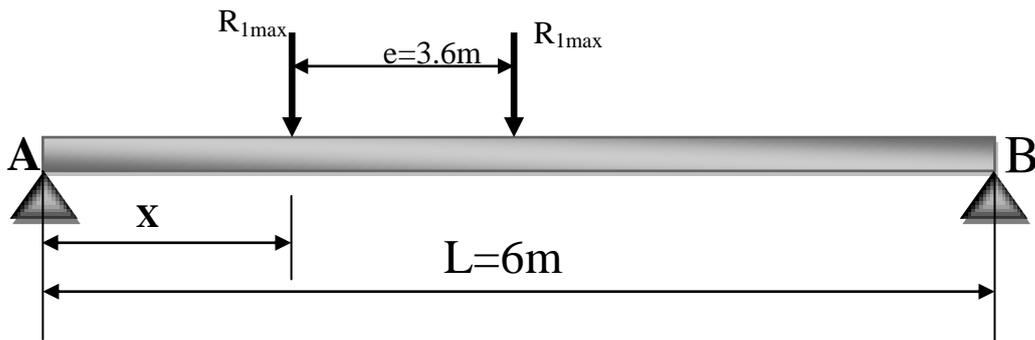
D'après le théorème de barré on à : $M_{f_{max1}} = \frac{2MaxR_1}{L} \times x^2$

Avec $x = (\frac{L}{2} - \frac{e}{4})^2$

et la condition $e = 0.586L < x$

Donc : $e = 3.51m < 4.41m$

Alors : $M_{f_{max1}} = \frac{2 \times 12310}{6} \times (\frac{6}{2} - \frac{3.6}{4})^2 = 18095.7 daN .m$



B-Moment maximale du au poids (HEA400+A55) :

$G_{Total} = G_{HEA400} + G_{rail} + 0,1 G_{HEA400} = 1,1 G_{HEA400} + G_{rail} = (1,1 \times 124.8) + 32 = 169.28 daN/m.$

$G_{Total} \rightarrow 169.28 \text{ Dan/m}$

$M_{f_2,Max} = \frac{G_{Total} \cdot l^2}{8} = \frac{169.28 \times 6^2}{8} = 761.76 daN.m$

Dou : $M_{f_{max}} = 1.35 M_{f_{max2}} + 1.5 M_{f_{max1}} = 28171.92 daN.m$

$M_{ysd} = 28171.92 daN.m$

Et on à : $M_{crd} = W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m0} = 4,62 \cdot 10^4 daN .m$

$M_{crd} = 6,40 \cdot 10^6 daN.m$

Alors $M_{ysd} < M_{crd} \dots\dots\dots OK$

C-Vérification de l'effort tranchant :

Vérification au cisaillement :

La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$V_{pIRd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$

avec $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f =$

$A_v = 15900 - 2 \times 300 \times 19 + (11 + 2 \times 27) 19 = 5735 \text{ mm}^2$

Donc: $V_{pIRd} = 82777.59 daN = 827.759 \text{ kn}$

On calcul $V_{sd\text{ ult}}$:

$$\text{On à: } V_1 = \frac{d}{d_x} \frac{2MaxR_1}{L} x^2 = \frac{4MaxR_1}{L} = 8206.67\text{daN} = \mathbf{82.0667\text{ kn}}$$

$$\text{Et } V_2 = \frac{G_{tot} * L}{4} = 253.92\text{daN} = \mathbf{2.5392\text{ kn}}$$

$$\text{Dou : } V_{sd\text{ ult}} = 1.5V_1 + 1.35V_2 = 12652.797\text{daN}$$

$$V_{sd\text{ ult}} = \mathbf{126.52797\text{kn}}$$

Donc : $V_{sd\text{ ult}} < V_{plRd} \dots \dots \dots \mathbf{OK}$

VI.II.8-Vérification sous charge horizontale :

A- vérification à l'état limite ultime (flexion) :

-Calcule de moment maximal :

D'après le théorème de barré on à :

$$\text{Avec } x = \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right)^2 \quad \text{et la condition } e < 0.586L$$

$$\text{Donc : } e = 3.51\text{m} < 4.41\text{m}$$

$$M_{\text{max1}} = \frac{2R_{3\text{max}}}{L} \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right)^2 = 6312.18\text{daN.m}$$

$$M_{\text{max2}} = \frac{R_{2\text{max}}L}{4} = 3210\text{daN.m}$$

$$M_{sd} = 6312.18\text{daN.m}$$

$$\text{Et on à : } M_{\text{crd}} = W_{pl.s} \cdot F_{y.s} / \gamma_{m0} \quad \text{avec } W_{pl.s} = I_s / V = 4275 / 15 = 285\text{ cm}^3$$

$$\text{Avec } I_{\text{sem}} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{1.9 \times (30)^3}{12} = 4275\text{cm}^4$$

$$\text{Donc : } M_{\text{crd}} = 7125 \cdot 10^3\text{daN .m}$$

Donc : $M_{sd} < M_{\text{crd}} \dots \dots \dots \mathbf{OK}$

B-Vérification de l'effort tranchant :

Vérification au cisaillement :

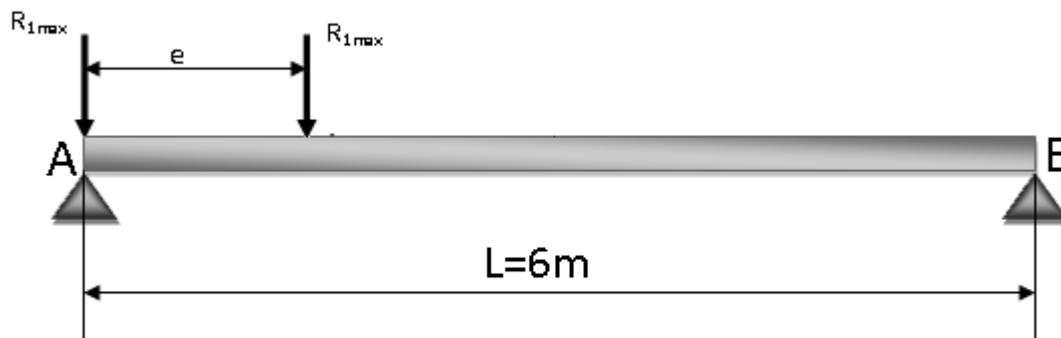
La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$V_{pl.Rd.s} = \frac{A_{ss} \times f_{y.s}}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \text{avec } A_{ss} = 300 \times 19 = 5700 \text{ mm}^2 \text{ avec } A_{ss} \text{ section de la semelle}$$

Donc: $V_{pl.Rd.s} = 8,227 \cdot 10^4 \text{ daN}$

On calcule $V_{sd.s}$:

L'effort tranchant max est donné par la position suivante :



$$V_{sd} = R_{1max} + R_{1max} \frac{(L-e)}{L} + \frac{(G_{tot} \times L)}{2} = 17741.84 \text{ daN}$$

Donc : $V_{sd.s} < V_{pl.Rd.s} \dots\dots\dots OK$

C-Résistance de l'âme au voilement par cisaillement :

La condition qu'il doit vérifiée c'est : $\frac{d}{t_w} \leq 69 \xi$ avec $\xi = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 1.08$

On à : $\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27.1 < 74.64 \dots\dots\dots OK$

VI.II.9-Resistance de L'âme aux charges transversales :

A- La résistance de l'écrasement :

On à : $R_{y.r.d} = S_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{m1}$

$S_y = 2 (h_R + t_f) [1 - (\gamma_{m0} \cdot \sigma_{f.Ed} / f_{yf})^2]^{0.5} = 129.24 \text{ mm}$

h_R : la hauteur de rail = 55mm

$t_f = 19 \text{ mm}$

Avec $\sigma_{f.Ed}$: la contrainte longitudinale dans la semelle.

$$\sigma_{f.Ed} = \frac{M_{ySd}}{W_{ely}} = \frac{28171.29}{2311.3} = 12.18 daN / mm^2$$

Dou :

$$R_{yrd} = 35541 daN \geq R_{sd} = R_{1MAX} = 12310 daN \dots\dots\dots OK$$

B- La résistance a l'enfoncement local :

$$R_{ard} = 0,5 \cdot t_w^2 \cdot [E \cdot f_{yw}]^{0.5} \cdot [(t_f/t_w)^{0.5} + 3(t_w/t_f) (S_s/d)] / \gamma_{m1}$$

Avec : $S_s = 49$ mm

Donc : $R_{ard} = 66867.76 daN$

On à : $M_{sd} = \frac{MaxR \times L^2}{8} = 48150 daN.m$

Et $M_{cRd} = M_{pl.Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{m0} = 64025 daN.m$

D'où :

1) $F_{sd} = MaxR_2 = 21.4 kN = 2140 daN < R_{ard} = 66867.76 daN \dots\dots\dots OK$

2) $M_{sd} = 48150 daN.m < M_{cRd} = 64025 daN.m \dots\dots\dots OK$

3) $\frac{F_{sd}}{R_{a.Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c.Rd}} = 0.78 \leq 1.5 \dots\dots\dots OK$

C- Résistance au voilement :

La résistance de calcul $R_{b,rd}$ au violement d'âme d'un profilé I ou H est déterminé en étudiant le flambement de l'âme considérée comme un élément virtuel comprime.

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27.09 < 30 \epsilon \sqrt{K_\tau} = 63.77 \dots\dots\dots OK$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27.09 < 69 \epsilon = 63.48 \dots\dots\dots OK$$

E-Déversement :

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

$$M_{sd} < M_{b,rd}$$

$M_{sd} = M_{ySd} = 281.7 kN.m$

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_W = 1$ (section de classe 1)

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}} \quad \text{avec } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (profil laminé)}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_W} \quad \text{Et} \quad \lambda_1 = 93.9\epsilon = 86.38$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{0.9K_z \frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{1}{20} \left(\frac{K_z \frac{L}{i_z}}{h} \right)^2 \right]^{0.25}} \right]$$

$$C_1 = 1.132 ; K = 1 ; K_w = 1 ; L = 6\text{m}$$

$$\lambda_{LT} = 75.39$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{75.39}{86.38} \right] \cdot \sqrt{1} = 0.87$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.87 - 0.2) + (0.87)^2] \quad \lambda_{LT}$$

$$\varphi_{LT} = 0.94$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.94[0.94^2 + 0.87^2]} = 0.62 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\overline{\lambda}_{max} = \max(\overline{\lambda}_y; \overline{\lambda}_z)$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{6000}{168.4} = 35.63 ; \overline{\lambda}_y = \frac{35.63}{86.38} ; \overline{\lambda}_y = 0.41$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{6000}{73.4} = 81.71 ; \overline{\lambda}_z = \frac{81.71}{86.74} ; \overline{\lambda}_z = 0.94$$

$$\overline{\lambda}_{max} = (0.41 ; 0.94) \quad 0.94 > 0.2 \text{ condition vérifiée}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0.62 \times 1 \times 2561.8 \times 0.275}{1.1} = 397.08 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 281.7 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 397.08 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

VI.III.10-Conclusion

Les chemins de roulement sont sollicités par des charges fortes, généralement ponctuelles et mobiles. Le profile HEA 400 résiste aux différentes charges roulantes verticales, et horizontales, donc on l'adopte comme poutre de roulement.

I. Introduction :

L'étude sismique est une étape qu'on ne peut pas négliger dont le but est d'estimer

Les Valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et de déterminer
Ou de dimensionner les éléments de résistance à fin de garantir la sécurité des occupants
Et d'assurer la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage.

II. Principe de calcul :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées
Par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à
ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction
quelconque dans le plan horizontal. On considère que les forces sismiques horizontales
équivalentes sont appliquées successivement suivant deux directions orthogonales
caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont, les axes principaux des plans horizontaux de
la structure.

III. Forces sismiques conformément à RPA 99 versions 2003 :

- Classification de la construction : group **2** ouvrage courant d'importance moyen (bâtiments industriels).
- Classification de la zone sismique : **TIPAZA zone III.**
- Classification de la zone : catégorie **S3** site meuble..... (RPA99 Page26)

IV. Méthodes utilisables du calcul:

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

• Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre **III** paragraphe **3,5** avec une hauteur au plus égale à 65m en zones **I** et **IIa** à 30 m en zones **IIb** et **III**

Mais dans notre ouvrage la régularité en élévation n'est pas satisfaite donc on adopte la méthode dynamique conformément aux règles parasismiques **RPA 99**

(VERSION 2003)

• **Calcul de l'effort tranchant V à la base:**

• **Spectre de réponse de calcul**

• L'action sismique est représentée par le calcul suivant :

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1,25a \left(1 + \frac{T}{T_8} \left(2,5\eta + \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{3}{5}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0 \end{cases}$$

✓ S3 : site meuble → **T₂=0,5** (RPA99 Page49)

○ On a portique en acier léger : $\xi = 4\%$ → $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$

○ → $\eta = 1,08$ (RPA99 Page38)

■ $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$

✓ portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie → **C_T=0,085**

$T = 0,085 \cdot (19,7)^{3/4} = 0,79s$

✓ **T₂** : Période caractéristique associée à la catégorie de site (RPA tableau 4.7)

Notre sol est meuble (S3) donc : **T₂ = 0,50s**

$$\frac{Sa}{g} = 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3,0$$

$$\frac{Sa}{g} = 2,5 * 1,08 * (1,25 * 0,25) \left(\frac{1,25}{4} \right) \left(\frac{0,5}{0,79} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow \frac{Sa}{g} = 0,19$$

• **Coefficient d'accélération de la zone A :**

Zone III ; Groupe d'usage 2 → **A=0,25** (RPA99 Page38)

- **Coefficient de comportement R:**

D'après le Tableau 4.3 de RPA 99 :

- Dans le sens transversal les portiques sont auto stables ordinaires : **R=4**
- Dans le sens longitudinal l'ossature contreventée par palées triangulées en X :

R=4

- **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Le facteur de qualité Q est donné par :

P_q : pénalité à retenir selon que le critère Q soit satisfait ou non.

Critère observé : $P_q=0$

Critère non observé : $P_q=0.05$

Tab. VI -1 : Les valeurs des pénalités

Critère	P_q
Condition minimale sur les files de contreventement	0,05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0,05
Contrôle de la quantité des matériaux	0,05
Contrôle de la quantité de l'exécution	0,10
$\sum p_q$	0,25

Donc pour les deux directions on a: **Q=1,25**

V. Poids total de la structure W :

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec:} \quad W_i = W_{gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_{gi} : poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids du aux charge d'exploitation

✓ Evaluation des actions permanentes : pour niveau 1 : h= 3,57m

Tab. VI -2 : La charge permanente pour le niveau 1

Elément	Type d'élément	poids totale (kg)
Poteaux atelier	HEA 650	17967
	IPE 330	1205
Poteaux bloc	HEA450	7567
Lisses	UPN 140	6700
Bardages	Panneau sandwich	11995
Escalier	/	7082
Palier de stabilité	DCED 150 x 150 x15	2703
Plancher	/	240480
Total		W₁=295699 kg

✓ Evaluation des actions permanentes : pour niveau 2 : h= 7,14m :

Tab. VI -3 : La charge permanente pour le niveau 2

Elément	Type d'élément	poids totale (kg)
Poteaux atelier	HEA 650	17967
	IPE 330	1205
Poteaux bloc	HEA450	7567
Lisses	UPN 140	6700
Bardages	Panneau sandwich	11995
Escalier	/	7082
Palie de stabilité	DCED 150 x 150 x15	2703
Plancher	/	240480
Total		W₂=295699 kg

✓ Evaluation des actions permanentes : pour niveau 3 : h= 11,22m :

Tab. VI -4 : La charge permanente pour le niveau 3

Elément	Type d'élément	poids totale (kg)
Poteaux atelier	HEA650	17967
Poutre de bloc	IPE 330	1205
Poteaux bloc	HEA450	7567
Lisses	UPN 140	6700
Bardages	Panneau sandwich	11995
Palie de stabilité	DCED 150 x 150 x15	2703
Panne	IPE140	9288
Couverture	Panneau sandwiche	8265
Poutre au vent	CAE 120x13	1059
Traverse	IPE 330	3537
Total		W₃=70286 kg

✓ Evaluation des actions permanentes : pour niveau 4: h= 12m :

Tab. VI -5 : La charge permanente pour le niveau 4

Elément	Type d'élément	poids totale (kg)
Poteaux	HEA 650	19012
	IPE 330	253
Lisses	UPN 140	8960
Bardages	Panneau sandwich	9400
Potelet	IPE 330	1518
Pannes sable	HEA160	4001
PDR	HEA400	35942
Le rail	A55	9216
pont roulant	10t	50000
Total		W₄=138302 kg

✓ Evaluation des actions permanentes : pour niveau 5 : h= 18m :

Tab. VI -6 : La charge permanente pour le niveau 5

Elément	Type d'élément	poids totale (kg)
Poteaux	HEA 650	16356
Lisses	UPN140	14304
Bardages	Panneau sandwich	9408
Potelet	IPE 360	2380
Sablier	HEA160	5292
Traverse	IPE600	48978
Panne	IPE140	9288
Couverture	Panneau sandwich	40884
Poutre au vent	CAE 120x13	1960
Total		W₅=148850 kg

VI. Evaluation des actions variables :

Charge d'exploitation (W_{Qi}: poids du aux charge d'exploitation)

Le poids total de 2pont : Q=20t, β =0.4

$$W_t = W_{gr} + \beta * W_{Qi}$$

➤ Poids d'exploitation :

❖ Pont roulant : Q=100×2=200KN

❖ Charge d'exploitation : Q=2.5×72× 4=720kN

$$W_{Qi} = 200 + 720 = 920 \text{ kN}$$

$$W_{gi} = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 = 295699 + 295699 + 70286 + 138302 + 1148850$$

$$W_{gi} = 948836 \text{ daN} = 9488.36 \text{ kN}$$

$$W_t = 9488.36 + (0,4 \times 920) = 9856.36 \text{ kN}$$

- Calcul de l'effort tranchant par la méthode dynamique spectrale

Sens transversal :

$$V_t = \frac{S_a}{g} \times W = 0.19 \times 9856.36 = 1872.7 \text{ KN}$$

L'action sismique globale agissant à la base : $V_t = 1872.7 \text{ KN}$

• **Sens longitudinal :**

$$V_t = \frac{S_a}{g} \times W = 0.19 \times 9856.36 = 1872.7 \text{ KN}$$

L'action sismique globale agissant à la base : $V_t = 1872.7 \text{ KN}$

-calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalent

Sens transversal :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,99 \times 1,25}{4} \times 9856.36 = 1532.35 \text{ KN}$$

La force sismique globale agissant à la base : $V = 1532.35 \text{ KN}$

• **Sens longitudinal :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,99 \times 1,25}{4} \times 9856.35 = 1532.35 \text{ KN}$$

La force sismique globale agissant à la base : $V = 1532.35 \text{ KN}$

Donc

- on a $V_t > 0,80V$

VII. Distribution de la force sismique :

La force sismique est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure ; dans notre cas $F_t = 0$ ($T = 0,79 \text{ s} > 0,7 \text{ s}$)

Donc:

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

$$F_t = 0.07 \times 0.79 \times 1872.7 = 103.56 \text{ kn}$$

$$(V - F_t) = 1769.14 \text{ kn}$$

La distribution de la force sismique globale V est résumée dans le tableau suivant :

Tab. VI -6 : Distribution du force sismique globale V

Niveau	W _i (KN)	h _i (m)	$\sum W_j h_j$	W _i .h _i	(V - F _t)	F _i (kn) (longitudinal)	F _i (kn) (transversale)	$V_K = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$
1	2957	3,57	10556	10556	1769.14	214.39	214.39	787.49
2	2957	3.57	21113	10556	1769.14	214.39	214.39	573.1
3	703	4.08	7888	2868	1769.14	58.25	58.25	358.71
4	1383	3.78	20745	5228	1769.14	106.18	106.18	300.46
5	1489	3	26802	4467	1769.14	90.72	90.72	194.28
Totale	9489	/	87104	304628,32	/			

VIII. Répartition de la force sismique sur les étages :

- Répartition des efforts entre les portiques :

Cette répartition dépend essentiellement de l'excentricité.

➤ centre de masse

Les coordonnées du centre de masse C_g (X_g, Y_g, Z_g) sont données par la formule suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \\ Y_g = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \end{array} \right. ; Z_g = \frac{\sum m_i z_i}{\sum m_i}$$

Pour notre projet on a les coordonnées suivantes de centre de gravité :

$$X_g = 23,949 \text{ m}$$

$$Y_g = 36,013 \text{ m}$$

$$Z_g = 11,213 \text{ m}$$

➤ **centre de torsion**

Les coordonnées du centre de torsion $C_t (X_t, Y_t, Z_t)$ sont données par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum I_{xi} \times x_i}{\sum I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum I_{yi} \times y_i}{\sum I_{yi}} \end{cases} ; Z_t = \frac{\sum I_{zi} \times z_i}{\sum I_{zi}}$$

$$X_t = 24,00 \text{ m}$$

$$Y_t = 36,00 \text{ m}$$

$$Z_t = 9,850 \text{ m}$$

➤ **Excentricité**

Les excentricités théoriques sont données par la relation suivante :

$$\begin{cases} e_x = X_g - X_t \\ e_y = Y_g - Y_t \end{cases}$$

Pour notre projet :

$$\begin{cases} e_x = X_g - X_t = 23,949 - 24,00 = -0,051 \\ e_y = Y_g - Y_t = 36,013 - 36 = 0,013 \end{cases}$$

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension. (RPA99. §4.2.7.P47)

$$\begin{cases} e_{xth} = 5\% \times L_x = 2,4\text{m} \\ e_{yth} = 5\% \times L_y = 3,6\text{m} \end{cases}$$

Donc l'excentricité sera prise égale a :

$$e = \begin{Bmatrix} e_x \\ e_y \end{Bmatrix} = \text{MAX} \left\{ \begin{Bmatrix} e_{tx}=0,051 \\ 5\%[48]=2,4 \\ e_{ty}=-0,013 \\ 5\%[72]=3,6 \end{Bmatrix} \right\} = \begin{Bmatrix} e_x= 2,4 \text{ m} \\ e_y= 3,6 \text{ m} \end{Bmatrix}$$

La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions (O_X, O_Y), se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stables respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant:

- ✓ L'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se faite a l'aide de la formule suivante :

$$F_i^k = F_k \times \left[\left(\frac{I_i}{\sum I_i} \right) + \left(\frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right) \right] \quad (\text{D'après le livre de Jean Morel})$$

Avec :

- ✓ F_i^k : La force sismique qui revient à la file k du niveau i.
- ✓ $\frac{F_k \times I_i}{\sum I_i}$: Contribution due à la translation.
- ✓ $\frac{F_k \times e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2}$: Contribution due à la rotation.
- ✓ d_i : La distance entre la file i et le centre de torsion suivant la direction (xx ou yy)
- ✓ I_i ; l'inertie du profile.
- ✓ e : excentricité la plus défavorable $e = (e_x= 2.4 \text{ m}, e_y=3,6 \text{ m})$
- ✓ X_i : la distance entre le file de contreventement i et le centre de torsion C_t
- ✓ F_k ; la force sismique appliquée au niveau de chaque étage suivant les directions O-X et O-Y.

✓ Sens Pignon :

Les forces dans chaque niveau:

$F_1 = 214.39 \text{ kN}$, $F_2 = 214.39 \text{ kN}$, $F_3 = 58.28 \text{ kN}$, $F_4 = 106.18 \text{ kN}$, $F_5 = 90.72 \text{ kN}$

Tab. VI -7 : Distribution de la force sismique sur les files.

	F_{IT}	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	e_x	$I_{yi} \cdot d_i$		$\sum I_y \cdot d_i^2$	$F_i^j \text{ (KN)}$	
N_1	214,39	$\frac{5I}{35I}$	2,4	1	$5I \times 36$	16380I	1	36,28
				2	$5I \times 30$		2	35,33
				3	$5I \times 24$		3	34,39
				4	$5I \times 18$		4	33,45
				5	$5I \times 12$		5	32,51
				6	$5I \times 6$		6	31,56
				7	$5I \times 0$		7	30,62
N_2	214,39	$\frac{5I}{35I}$	2,4	1	$5I \times 36$	16380I	1	36,28
				2	$5I \times 30$		2	35,33
				3	$5I \times 24$		3	34,39
				4	$5I \times 18$		4	33,45
				5	$5I \times 12$		5	32,51
				6	$5I \times 6$		6	31,56
				7	$5I \times 0$		7	30,62
N_3	58,106	$\frac{5I}{35I}$	2,4	1	$5I \times 36$	16380I	1	9,83
				2	$5I \times 30$		2	9,57
				3	$5I \times 24$		3	9,32
				4	$5I \times 18$		4	9,06
				5	$5I \times 12$		5	8,81
				6	$5I \times 6$		6	8,55
				7	$5I \times 0$		7	8,30

N_4	$106,18$	$\frac{5I}{35I}$	$2,4$	1	$5I \times 36$	$16380I$	1	$17,96$
				2	$5I \times 30$		2	$17,50$
				3	$5I \times 24$		3	$17,03$
				4	$5I \times 18$		4	$16,56$
				5	$5I \times 12$		5	$16,10$
				6	$5I \times 6$		6	$15,63$
				7	$5I \times 0$		7	$15,16$
N_5	$90,72$	$\frac{5I}{35I}$	$2,4$	1	$5I \times 36$	$16380I$	1	$15,35$
				2	$5I \times 30$		2	$14,95$
				3	$5I \times 24$		3	$14,55$
				4	$5I \times 18$		4	$14,15$
				5	$5I \times 12$		5	$13,75$
				6	$5I \times 6$		6	$13,36$
				7	$5I \times 0$		7	$12,96$

➤ **Sens Long pan :**

Les forces dans chaque niveau:

$F_1 = 214,39 \text{ kN}$, $F_2 = 214,39 \text{ kN}$, $F_3 = 58,28 \text{ kN}$, $F_4 = 106,18 \text{ kN}$, $F_5 = 90,72 \text{ kN}$

Tab. VI -8 : Distribution des forces sismiques sur les files.

	F_{iT}	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	e_y	$I_{yi} \cdot d_i$		$\sum I_y \cdot d_i^2$	$F_i^j \text{ (KN)}$	
N_1	$214,39$	$\frac{13I}{65I}$	$3,6$	1	$13I \times 24$	$12288I$	1	$62,47$
				2	$13I \times 20$		2	$59,20$
				3	$13I \times 0$		3	$42,87$
N_2	$214,39$	$\frac{13I}{65I}$	$3,6$	1	$13I \times 24$	$12288I$	1	$62,47$
				2	$13I \times 20$		2	$59,20$
				3	$13I \times 0$		3	$42,87$

N_3	58,25	$\frac{13I}{65I}$	3,6	1	$13I \times 24$	12288I	1	16,97
				2	$13I \times 20$		2	16,08
				3	$13I \times 0$		3	11,65
N_4	106,18	$\frac{13I}{39I}$	3,6	1	$13I \times 20$	5200I	1	40,34
				2	$13I \times 0$		2	21,23
N_5	90,72	$\frac{13I}{39I}$	3,6	1	$13I \times 20$	5200I	1	34,47
				2	$13I \times 0$		2	18,14

IX. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les efforts tranchants maximum qui agissent à la base de notre structure lors d'un séisme, les efforts obtenus seront utilisés dans les deux chapitres suivants, pour l'étude des portiques et l'étude de stabilité.



VIII-1- Introduction

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, et de séisme, et les transmettent vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité ».

VIII-2- Contreventement de toiture « poutre au vent » :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de toitures « figure ci-dessous ». Ils sont placés dans les travées de rive leurs diagonales sont généralement formés des cornières qui sont fixées sur les membrures supérieures des portiques en treillis leur rôle est de reprendre les efforts dus au vent en pignon et de les transmettre aux palés de stabilité.

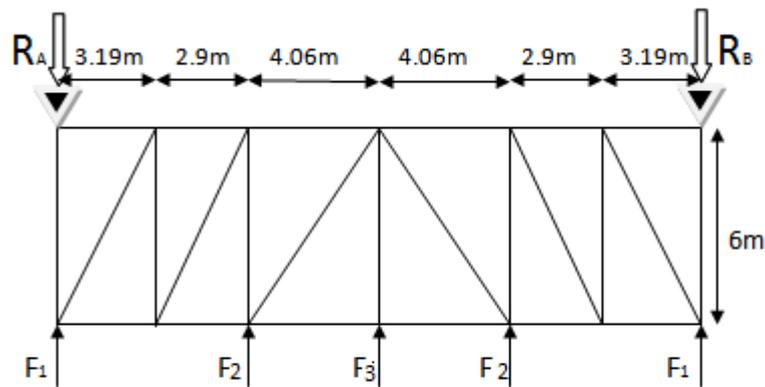


Fig.VI.1.disposition des efforts sur la poutre au vent

VIII-2-1-Poutre au vent de la toiture a un versant :

VII-2-1-1-Évaluation des efforts horizontaux :

$$\text{On a : } F_i = (V_e \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}$$

V_e : Vent extrême suivant le long pan $V_e = 1,78 \text{ KN/m}^2$.

F_{fr} : Force de frottement pour parois verticales. Comme on a indiqué dans l'étude climatique nous avons la force de frottement égale. $\Rightarrow F_{fr} = 260.3 \text{ kn}$

n : Nombre des nœuds.

S_i : La surface sous le vent.

$$S_i = \frac{h_i}{2} \times t_i$$

Avec : $t_1 = 3.19 \text{ m}$ et $t_2 = 4.93 \text{ m}$ et $t_3 = 4.06 \text{ m}$.

$$S_1 = \frac{h_1}{2} \times t_1 = \frac{18.51}{2} \times 3.19 = 19.52 \text{ m}^2$$



$$S_2 = \frac{h_2}{2} \times t_2 = \frac{19.02}{2} \times 4.93 = 46.88 m^2$$

$$S_3 = \frac{h_3}{2} \times t_3 = \frac{19.07}{2} \times 4.06 = 38.71 m^2$$

Les efforts horizontaux

$$F_1 = (1.78 \times 19.52) + \frac{260.3}{4} = 99.82 \text{ KN}$$

$$F_2 = (1.78 \times 46.88) + \frac{260.3}{4} = 148.52 \text{ KN}$$

$$F_3 = (1.78 \times 38.78) + \frac{260.3}{4} = 134.10 \text{ KN}$$

➤ Calcul des réactions R_A , R_B :

$$\sum F_{Ext} = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A = R_B = \frac{2 \times F_1 + 2 \times F_2 + F_3}{2}$$

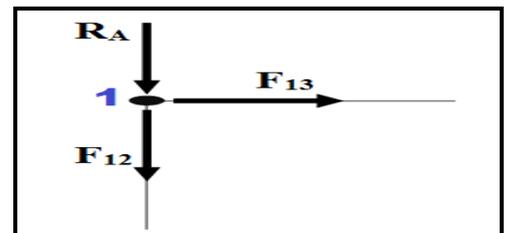
$$R_A = R_B = \frac{2 \times (99.82 + 148.52) + 134.10}{2}$$

$$R_A = R_B = 315.39 \text{ KN}$$

VII-2-1-2-Calcul des efforts dans les diagonales :

• Nœud 1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} Y \rightarrow -R_A - F_{12} = 0 \quad \Rightarrow \quad F_{12} = -315.39 \text{ KN} \\ X \rightarrow F_{13} = 0 \end{array} \right.$$

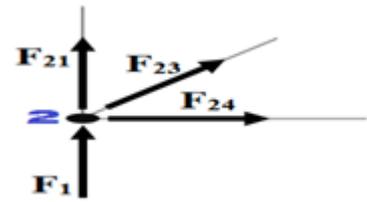




• **Nœud 2 :**

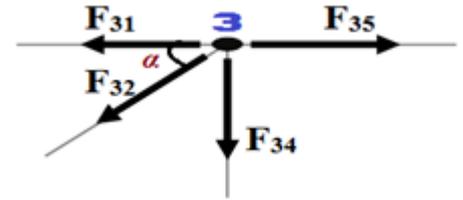
$\alpha = 62^\circ$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y \rightarrow F_1 + F_{21} + F_{23} \cdot \sin\alpha = 0 \rightarrow F_{23} = -470 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{24} + F_{23} \cdot \cos\alpha = 0 \rightarrow F_{24} = 220 \text{ kN} \end{array} \right.$$



• **Nœud 3 :**

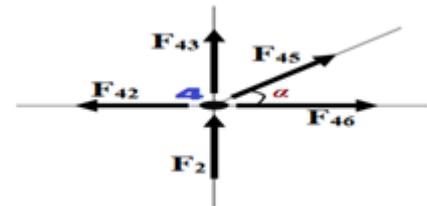
$$\left\{ \begin{array}{l} Y \rightarrow -F_{34} - F_{32} \cdot \sin\alpha = 0 \rightarrow F_{34} = -415 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{35} - F_{31} - F_{32} \cdot \cos\alpha = 0 \rightarrow F_{35} = 220 \text{ kN} \end{array} \right.$$



• **Nœud 4 :**

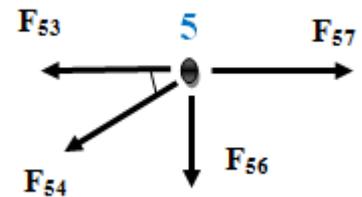
$\alpha = 64.2^\circ$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y \rightarrow F_{43} + F_{45} \cdot \sin\alpha = 0 \rightarrow F_{45} = -460 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{46} - F_{42} + F_{45} \cdot \cos\alpha = 0 \rightarrow F_{46} = -20 \text{ kN} \end{array} \right.$$



• **Nœud 5 :**

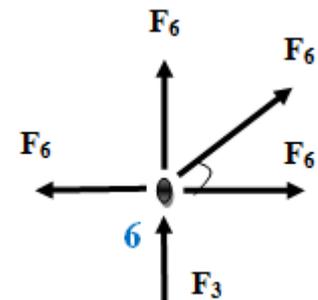
$$\left\{ \begin{array}{l} Y \rightarrow -F_{56} - F_{54} \cdot \sin\alpha = 0 \rightarrow F_{56} = -414 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{57} - F_{53} - F_{54} \cdot \cos\alpha = 0 \rightarrow F_{57} = 482 \text{ kN} \end{array} \right.$$



• **Nœud 6 :**

$\alpha = 55.91^\circ$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y \rightarrow F_3 + F_{65} + F_{67} \cdot \sin\alpha = 0 \rightarrow F_{67} = -679 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{68} - F_{64} + F_{67} \cdot \cos\alpha = 0 \rightarrow F_{68} = -542 \text{ kN} \end{array} \right.$$





Tab VII.1: Les effort dans les diagonales

Nœuds	L'axe	Effort(KN)
1	Y	$F_{14} = -315$
	X	$F_{13} = 0$
2	X	$F_{24} = 220$
	Y	$F_{23} = -470$
3	Y	$F_{34} = 415$
	X	$F_{35} = -282$
4	Y	$F_{45} = -460$
	X	$F_{46} = -20$
5	Y	$F_{56} = -414$
	X	$F_{57} = 482$
6	Y	$F_{67} = 678$
	X	$F_{68} = -524$

L'effort extrême dans les diagonales est de : $N_{sd} = 678KN$

VIII-2-1-3-Dimensionnement des diagonales :

✓ Section des diagonales :

$$\text{On a : } A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \gamma_{M1} \quad \Rightarrow \quad A \geq 27.12 \text{ cm}^2$$

Donc on prend une cornière : L120×120×13 de section $A = 29.69 \text{ cm}^2$ avec des boulons de M 20 et de classe 6.8 donc $d_0 = 22 \text{ mm}$.

✓ Vérification des diagonales à la traction :

La condition à vérifier est : $N_{t.Sd} \leq N_{t.Rd}$ Avec $N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net})$

$$\gamma_{M0} = 1.1 ; \gamma_{M2} = 1.25 ; f_y = 275 \text{ N/mm}^2 ; f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{net} = A - e \times d_0 = 2969 - 22 \times 10 = 27.49 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } N_{sd} = 678KN$$

$$N_{PL} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2969 \times 0.275}{1.1} = 742.25KN$$



$$N_u = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 2534 \times 0,430}{1,25} = 851,09 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2534 \times 0,275}{1,1} = 742,25 \text{ KN}$$

D'où : $N_{t,Rd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net}) = \min("742,25"; "851,09"; "742,25") \Rightarrow N_{t,Rd} = 742,25 \text{ KN}$

$$N_{s,d} = 678 \text{ KN} < N_{t,Rd} = 742,25 \text{ KN}$$

Donc la cornière CAE120×13 est vérifiée à la traction.

VII-3-Etude de palée de stabilité verticale

VII-3-1- Les forces agissant sur la palée de stabilité :

L'effort horizontal qui agit sur la structure est

- ✓ L'effort horizontal longitudinal du pont roulant. $H_{L,2}$
- ✓ La Réaction de la poutre au vent.

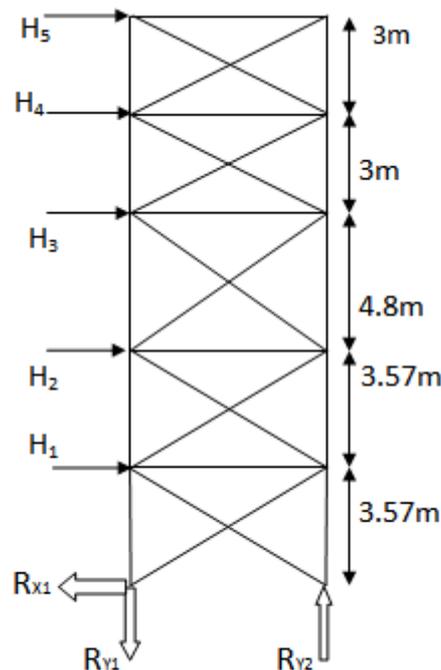


Figure VIII-2-Schéma de palée de stabilité verticale

L'effort horizontal qui agit sur la structure est :

- ✓ L'effort sismique. ($F_1=214,39\text{kn}$, $F_2=214,39\text{kn}$, $F_3=58,25\text{kn}$, $F_4= 106,18\text{kn}$, $F_5= 90,72\text{kn}$)



- ✓ L'effort horizontal longitudinal du pont roulant. ($H_{ij}=21.4\text{kn}$)
- ✓ La réaction de poutre au vent au niveau(3) ; au niveau de bloc 12m. ($R_C=55\text{kn}$)
- ✓ La réaction de poutre au vent au niveau(5) ; au niveau de 18m ($R_C=315.39\text{kn}$)

- ✓ $H_1 = 1,25 \times F_1 = 1,25 \times 214.39 = 268 \text{ kn}$
- ✓ $H_2 = 1,25 \times F_2 = 1,25 \times 214.39 = 268 \text{ kn}$
- ✓ $H_3 = \text{Max} [R_C, 1,25F_3] = \text{Max} [55 ; 72.81] = 72.81\text{kn}$
- ✓ $H_4 = (1,25 \times F_4) + H_{Li} = (1,25 \times 106.18) + 21.4 = 154.12\text{kn}$
- ✓ $H_5 = \text{Max} [R_A, 1,25F_5] = \text{Max} [315.39 ; 113.4] = 315.39 \text{ kn}$

1) Calcul des angles des diagonales

$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \alpha = \frac{3.57}{6} \Rightarrow \alpha = 30.75^\circ. \\ \tan \beta = \frac{4.86}{6} \Rightarrow \beta = 39^\circ. \\ \tan \gamma = \frac{3}{6} \Rightarrow \gamma = 26.56^\circ. \end{array} \right.$$

2) Longueur des diagonales :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_1 = D_2 = \sqrt{3.57^2 + 6^2} = 6.98 \text{ m.} \\ D_3 = \sqrt{4.8 + 6^2} = 7.72 \text{ m.} \\ D_4 = D_5 = \sqrt{3^2 + 6^2} = 6.71 \text{ m} \end{array} \right.$$

Alors :

3) Calcul des réactions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F/x = 0 \quad \Rightarrow \quad R_X = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 = 1078.32 \text{ kN.} \\ \sum M/y = 0 \quad \Rightarrow: 3.57H_1 + 7.14H_2 + 12H_3 + 15H_4 + 18H_5 = 6R_{2Y} \\ \quad \quad \quad \Rightarrow R_{2Y} = \frac{3.57H_1 + 7.14H_2 + 12H_3 + 15H_4 + 18H_5}{6} = 1955.47\text{kN.} \\ \sum F/y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_{1Y} = -R_{2Y} = -1955.47 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

4) Calcul des efforts intérieurs :

De la même façon que la poutre au vent, par la méthode des nœuds nous avons déterminés les efforts dans les éléments constituant la palée de stabilité :



- **Diagonale D₁ :**

$$N_{sd} \times \cos\alpha = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 = R_{L,x} = 1078.32 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = \frac{R_{L,x}}{\cos\alpha} = 1254 \text{ kn}$$

VI-5-2-Vérification des diagonales à la traction:

Dans le cas d'une stabilité en (X) on considère seulement les diagonales qui travaillent en traction avec un effort : $N_{sd}=1254 \text{ KN}$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \gamma_{M1} \quad \Rightarrow \quad A = 50.16 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un double cornière **DCED 150 X 15** de section $A = 86 \text{ cm}^2$ avec des boulons **M 20** de classe 6.8 donc $d_0 = 22 \text{ mm}$.

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,Rd}$

$$N_{sd} = 1254 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } N_{t,Rd} = \min[N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{ avec } \gamma_{M0} = 1,1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{8600 \times 0.275}{1,1} = 2150 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

La diagonale est attachée par (8) boulons ordinaire, classe 6.8 $\phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 22 \text{ mm}$

$$A_{net} = A - \pi R^2 = 8600 - (3.14 \times 22^2) = 70,80 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 7080 \times \frac{0.430}{1,25} = 2191.96 \text{ KN}$$

$$N_{net,Rd} = A_{net} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{net,Rd} = 7080 \times \frac{0.275}{1,1} = 1770.06 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \min[2150; 2191.96; 1770.06] \Rightarrow N_{t,Rd} = 1770.06 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1254 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 1770.06 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Donc : DCED150×15 est adoptée comme diagonale.

VI-4- Vérification de la sablière :

Les sablières travaillent simultanément à la flexion déviée sous l'action de charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l'action de l'effort normal égale à la réaction de la poutre au vent.



- Les sablières sont vérifiées à la flexion composée à cause
- la compression du vent qui agit sur le pignon ou la force de séisme flexion due a leurs poids propre

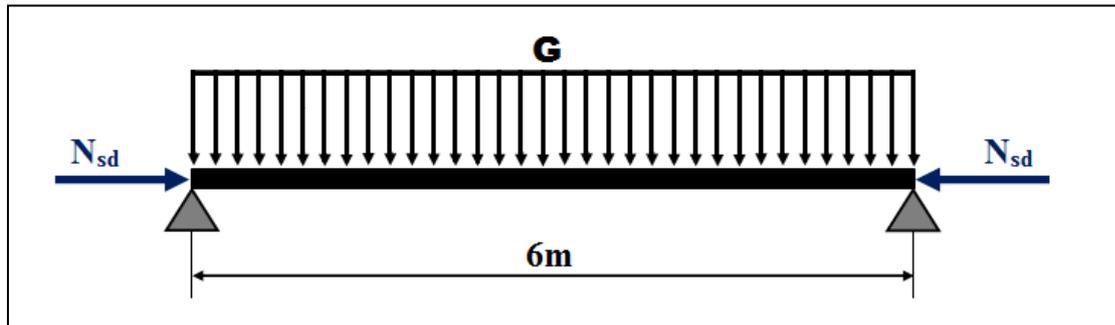


Figure VIII.4: Représentation des efforts dans la sablière

- $N_{sd} = \max [R_A - F_1 ; 1,25E]$.
 - $R_A - F_1 = 315.39 - 99.82 = 215.57 \text{ kn}$
 - $1,25E = 1,25 \times 90.72 = 113.4 \text{ kn}$
- $$N_{sd} = \max [R_A - F_1 ; 1,25.E] = \max [215.57 ; 113.4]$$

$$N_{sd} = 215.57 \text{ kn}$$

- ✓ On prend HEA160 comme panne sablière
- ✓ **Les caractéristiques sont :**

Tab VII.2: Caractéristiques et dimensions de HEA160

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
152	160	6	9	15	104	38.8	30.4
$I_y (cm^4)$	$W_{el,y} (cm^3)$	$i_y (cm)$	$W_{pl,y} (cm^3)$	$I_z (cm^4)$	$W_{el,z} (cm^3)$	$i_z (cm)$	$W_{pl,z} (cm^3)$
1673	220.1	6.57	245.1	615.5	76.9	3.98	117.6

VI-4-1-Vérification de la resistance

D'après l'eurocode 3 ; la résistance du profilé est vérifiée a l'état de limite ultime si la condition suivante est satisfaite :



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

$$M_{sd.z} = 0 \quad \text{Donc} \quad \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} \right) + \left(\frac{M_{sd.y}}{M_{pl.y.rd}} \right) \leq 1$$

$$\begin{cases} N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 970 \text{ kN} \\ N_{sd} = 215.57 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y.sd} = \frac{q \times l^2}{8} = 1,36 \text{ kN.m} \\ M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 61.35 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$0.24 < 1$$

VII-4-2 Vérification au flambement

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,y}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,y}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \leq 1$$

$$\begin{cases} N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 970 \text{ kN} \\ N_{sd} = 215.57 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y.sd} = \frac{q \times l^2}{8} = 1,36 \text{ kN.m} \\ M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 61.35 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{z,sd} = 0$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{150}{160} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 9 \leq 10 \text{ mm} \end{cases} \begin{cases} yy' \rightarrow \text{courbe } \mathbf{b} \Rightarrow \alpha = 0.34 \\ zz' \rightarrow \text{courbe } \mathbf{c} \Rightarrow \alpha = 0.49 \end{cases}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{6.97} = 86.08$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{3.98} = 150.75$$



$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_a} = 0,99 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_a} = 1,74 > 0,2 \end{cases}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{[\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]}}$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 1,07 \Rightarrow \chi_y = 0,68$$

$$\varphi_z = 2,17 \Rightarrow \chi_z = 0,28$$

$$\chi_{\min} = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0,28$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \leq 1,5 \quad \& \quad \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0,90$$

$$\mu_y = 0,99 (2 \times 1,3 - 4) + 0,11 = -1,27 < 0,90 \quad ; \quad \beta_{M,y} = 1,3$$

$$k_y = 1 - \left[-1,27 \times \frac{215,57}{0,68 \times 3880 \times 0,275} \right] = 1,37 < 1,5$$

$$\frac{215,57}{0,28 \times 970} + \frac{1,37 \times 1,36}{61,35} = 0,82 < 1 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Donc : HEA160 convient comme sablière

VIII-4-Conclusion :



L'étude que nous avons fait nous a permis de déterminer la nature des profilés des éléments de stabilité, qui devront résister aux différentes sollicitations .Les profilés retenus après les vérifications sont :

Les éléments de stabilité	Type de Profile
Palée de stabilité	DCED150×15
Poutre au vent	CAE120×13
sablière	HEA 160

IX-1- Introduction :

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est assurée par la palée de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique auto stable) qui reprendra tous les efforts transversaux et les transmettra aux fondations sans présenter de grandes déformations.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres) elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

IX-2- Calcul de portique de (l'hangar + 2 mezzanines) :

Le calcul est effectué par le logiciel **Robot structural analyse 2016**, les notes de calcul sont données par famille on s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité. Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important

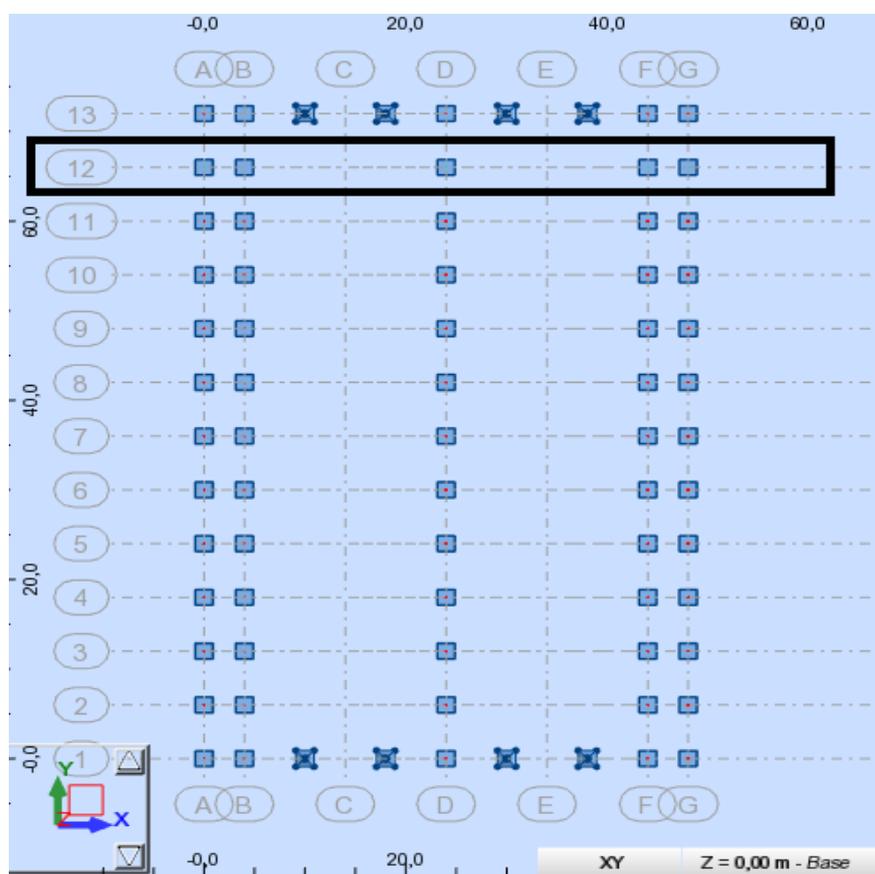


Fig. -IX-1- Vue en plan de l'ouvrage Z=0m

IX-2-1- Barres :

Tab-IX-1- Données des barres

Barre	Nœud 1	Nœud 2	Section	Matériau	Longueur [m]	Gamma [Deg]	Type de barre
168	247	248	HEA 650	ACIER E28	18	0	POTEAU PORTIQUE
169	249	250	HEA 650	ACIER E28	18	0	POTEAU PORTIQUE
170	251	252	HEA 650	ACIER E28	18	0	POTEAU PORTIQUE
171	253	254	HEA 450	ACIER E28	11,22	0	POTEAUX
172	255	256	HEA 450	ACIER E28	11,22	0	POTEAUX
173	250	257	IPE 330	ACIER E28	4	0	POUTRES
174	252	257	IPE 330	ACIER E28	4	0	POUTRES
175	252	258	IPE 330	ACIER E28	4,08	0	POUTRES
176	248	258	IPE 330	ACIER E28	4	0	POUTRES
177	254	259	IPE 330	ACIER E28	4	0	POUTRES
178	256	260	IPE 330	ACIER E28	4,08	0	POUTRES
179	261	262	IPE 600	ACIER	10,14	0	TRAVARSSE
180	263	264	IPE 600	ACIER	10,14	0	TRAVARSSE
181	265	266	IPE 600	ACIER	10,14	0	TRAVARSSE
182	267	268	IPE 600	ACIER	10,14	0	TRAVARSSE

IX-2-2- Nœuds :**Tab-IX-2- Données des nœuds**

Nœuds	X [m]	Z [m]	Appui
247	4	0	Encastrement
249	4	18	Encastrement
251	24	0	Encastrement
253	24	18	Encastrement
255	44	0	Encastrement
250	44	18	Encastrement
252	0	0	Encastrement
252	0	11,22	Encastrement
248	48	0	Encastrement
254	48	11,22	Encastrement
256	0	3,57	Encastrement
261	4	3,57	Encastrement
263	0	7,14	Encastrement
265	4	7,14	Encastrement
267	4	12	Encastrement

Tab-IX-3- symbole des charges

Charges permanentes	G
Charges d'exploitations	QEXP
Charges climatiques :	
Vent	WX
neige	S
Charge sismique	EX
Charge de pont roulant	
Cas 1	QP1
Cas 2	QP2
Cas 3	QP3
Cas 4	QP4

IX-2-5- Bilan des charges :

a) Charges permanentes :

Plancher, Toiture, PDR+Rail, Bardage

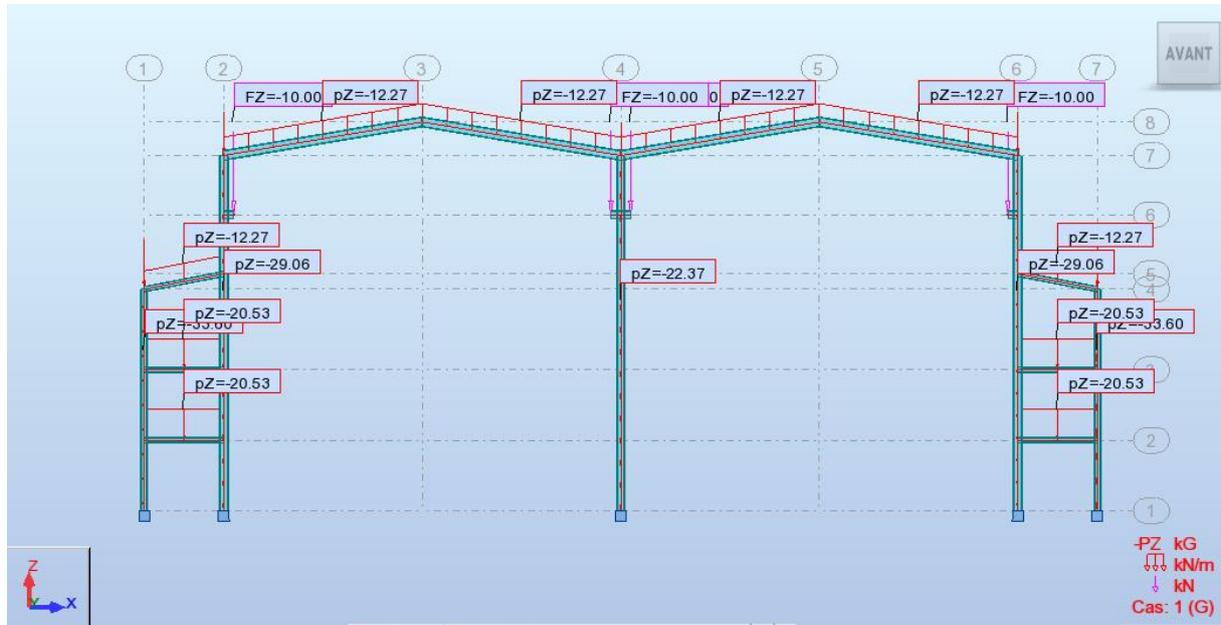


Fig. -IX-4- Distribution des charges permanentes sur un portique

b) Charges d'exploitation :

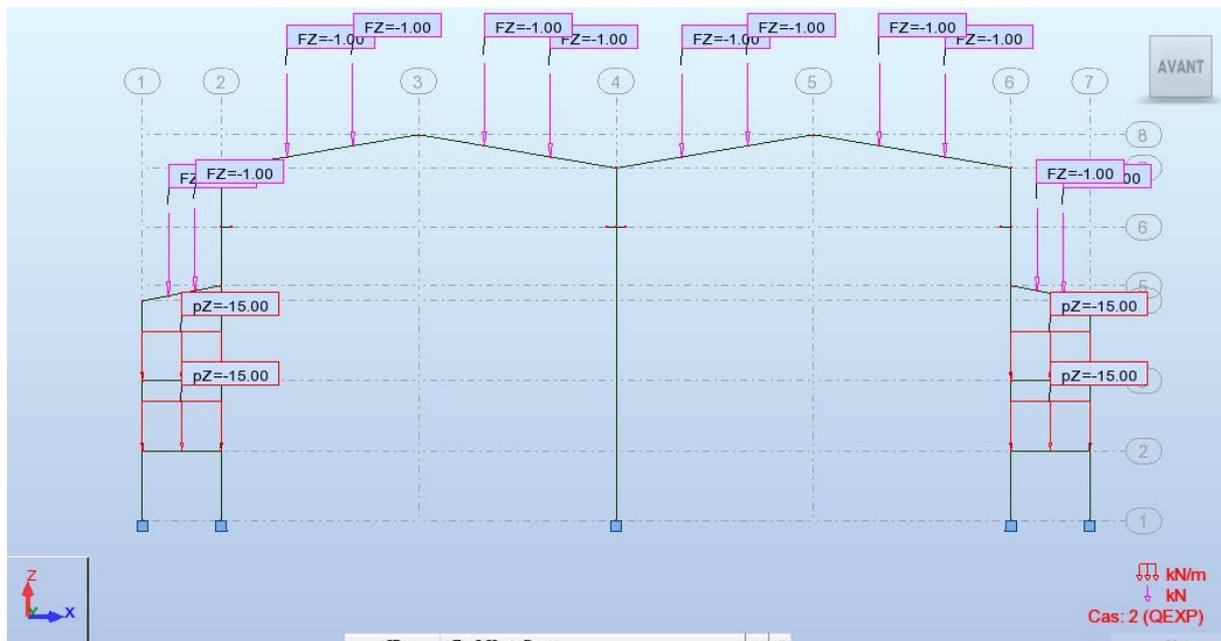


Fig. -IX-5- Distribution des charges d'exploitation sur un portique

- c) Charges climatiques :
- ✓ Vent perpendiculaire pignon

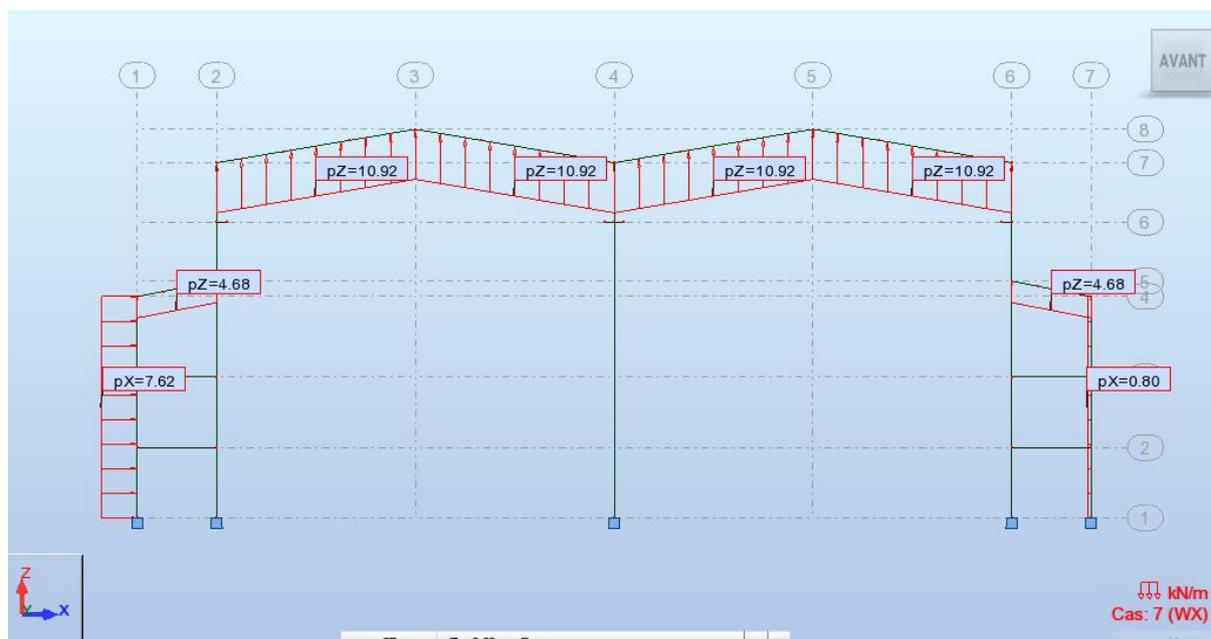


Fig. -IX-6- Distribution des charges due au vent sur la structure

- ✓ Charge de neige

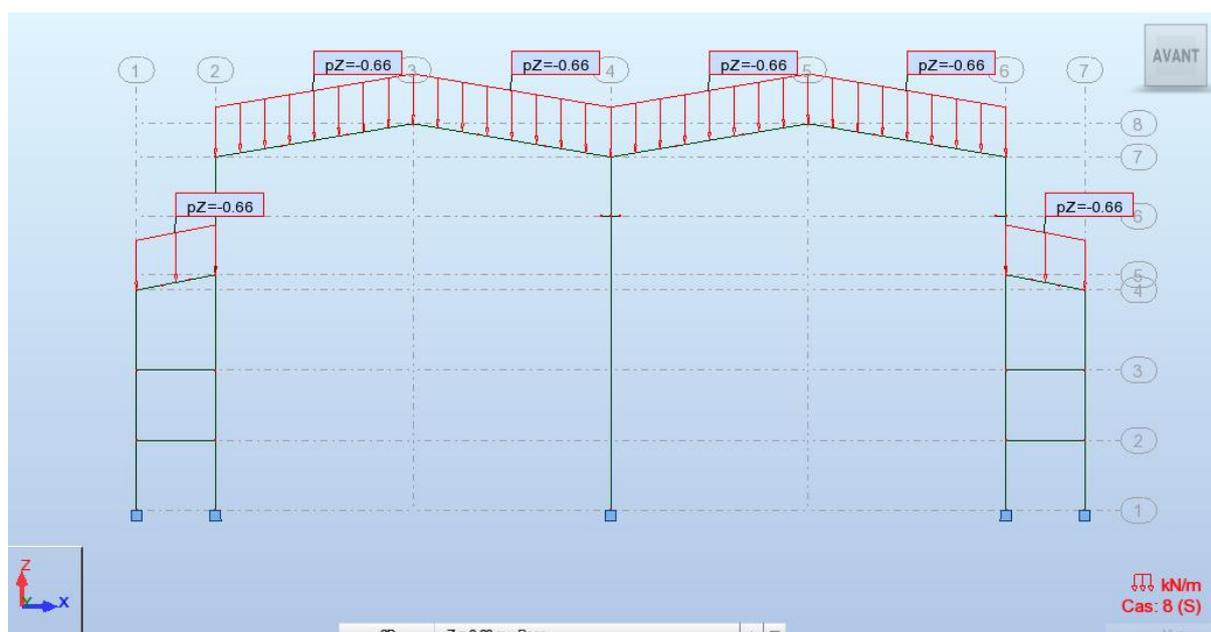


Fig. -IX-7- Distribution des charges de neige sur la toiture

d) Charge sismique :



Fig. -IX-8- Distribution des charges sismiques sur fil 12

e) Charge de pont roulant:

Cas 1



Fig. -IX-9-1- Distribution des charges de pont roulant sur la structure cas 1

Cas 2

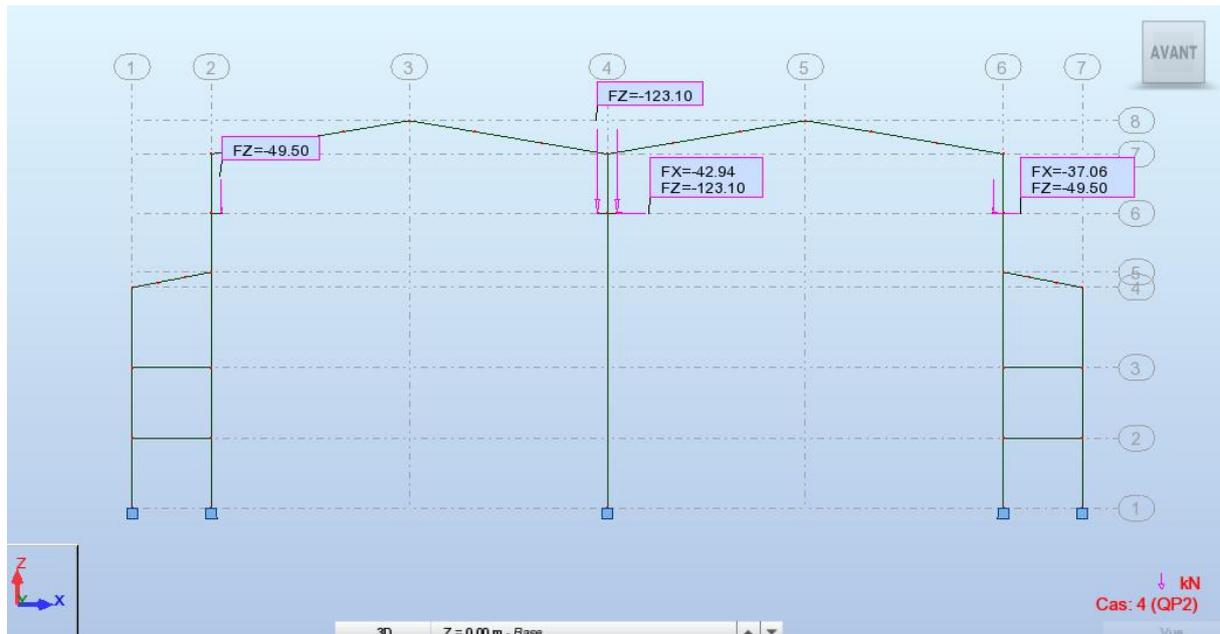


Fig. -IX-9-2- Distribution des charges de pont roulant sur la structure cas 2

Cas3

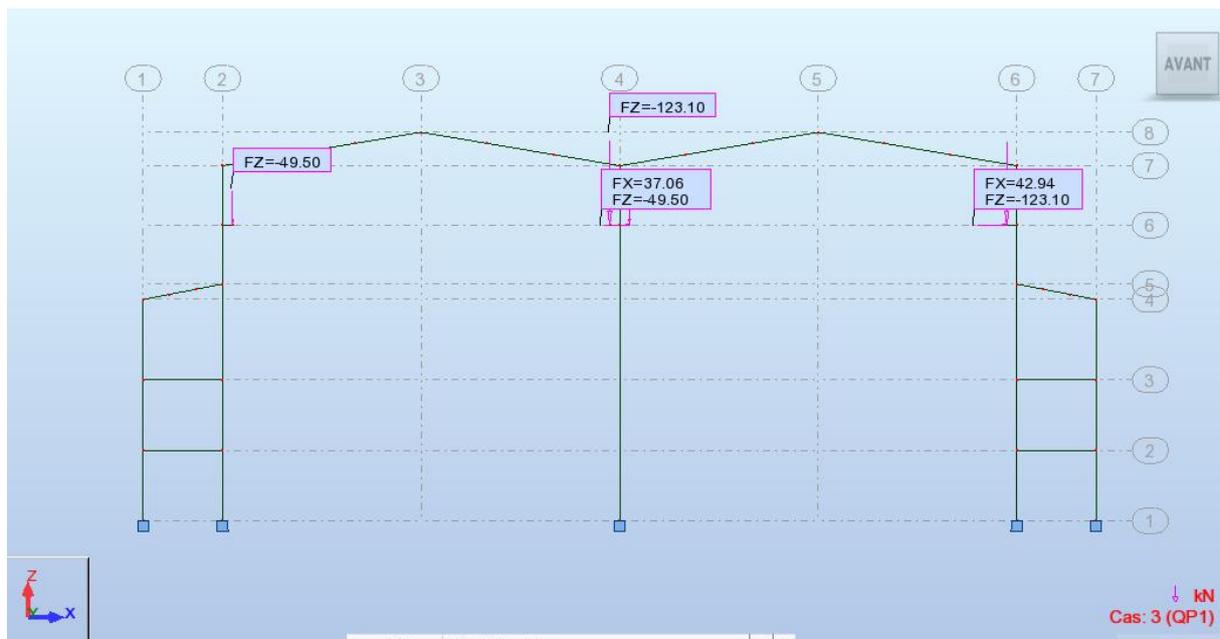


Fig. -IX-9-3- Distribution des charges de pont roulant sur la structure cas 3

Cas 4



Fig. -IX-9-4- Distribution des charges de pont roulant sur la structure cas 4

IX-2-5-Combinaisons d'action :

Tab-IX-4- Combinaisons d'action

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Définition
10 (C)	1.35G+1.5QEXP	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+2*1.50
11 (C)	1.35G+1.5QP1	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+3*1.50
12 (C)	1.35G+1.5QP2	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+4*1.50
13 (C)	1.35G+1.5QP3	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+5*1.50
14 (C)	1.35G+1.5QP4	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+6*1.50
15 (C)	1.35G+1.5WX	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+7*1.50
16 (C)	1.35G+1.35(WX+QP1)	Combinaison linéaire	ELU	(1+3+7)*1.35
17 (C)	1.35G+1.35(WX+QP2)	Combinaison linéaire	ELU	(1+4+7)*1.35
18 (C)	1.35G+1.35(WX+QP3)	Combinaison linéaire	ELU	(1+5+7)*1.35
19 (C)	1.35G+1.35(WX+QP4)	Combinaison linéaire	ELU	(1+6+7)*1.35
20 (C)	1.35G+1.5S	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+8*1.50

21 (C)	$1.35G+1.35(WX+QEXP)$	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2+7)*1.35$
22 (C)	$1.35G+1.35(S+QEXP)$	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2+8)*1.35$
23 (C)	$1.35G+1.35(S+QP1)$	Combinaison linéaire	ELU	$(1+3+8)*1.35$
24 (C)	$1.35G+1.35(S+QP2)$	Combinaison linéaire	ELU	$(1+4+8)*1.35$
25 (C)	$1.35G+1.35(S+QP3)$	Combinaison linéaire	ELU	$(1+5+8)*1.35$
26 (C)	$1.35G+1.35(S+QP4)$	Combinaison linéaire	ELU	$(1+6+8)*1.35$
27 (C)	$G+QEXP+1.2EX$	Combinaison linéaire	ACC	$(1+2)*1.00+9*1.20$
28 (C)	$G+QP1+1.2EX$	Combinaison linéaire	ACC	$(1+3)*1.00+9*1.20$
29 (C)	$G+QP2+1.2EX$	Combinaison linéaire	ACC	$(1+4)*1.00+9*1.20$
30 (C)	$G+QP4+1.2EX$	Combinaison linéaire	ACC	$(1+6)*1.00+9*1.20$
31 (C)	$G+QEXP+EX$	Combinaison linéaire	ACC	$(1+2+9)*1.00$
32 (C)	$G+QP1+EX$	Combinaison linéaire	ACC	$(1+3+9)*1.00$
33 (C)	$G+QP2+EX$	Combinaison linéaire	ACC	$(1+4+9)*1.00$
34 (C)	$G+QP3+EX$	Combinaison linéaire	ACC	$(1+5+9)*1.00$
35 (C)	$G+QP4+EX$	Combinaison linéaire	ACC	$(1+6+9)*1.00$
36 (C)	$G+WX+EX$	Combinaison linéaire	ACC	$(1+7+9)*1.00$
37 (C)	$0.8G+EX$	Combinaison linéaire	ACC	$1*0.80+9*1.00$
38 (C)	$0.8G-EX$	Combinaison linéaire	ACC	$1*0.80+9*-1.00$
39 (C)	$G+QEXP$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+2)*1.00$
40 (C)	$G+QP1$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+3)*1.00$
41 (C)	$G+QP2$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+4)*1.00$
42 (C)	$G+QP3$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+5)*1.00$
43 (C)	$G+QP4$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+6)*1.00$
44 (C)	$G+WX$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+7)*1.00$

IX-2-6- Réactions

➤ Extrêmes globaux

Tab-IX-5- valeur des réactions

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	370,84	62,66	586,76	3,31	1455,86	5,05
Noeud	137	253	253	13	115	123
Cas	39 (C)	37 (C)	28 (C)	37 (C)	39 (C)	37 (C)
MIN	-440,61	-59,33	-456,32	-3,43	-1702,5	-5,06
Noeud	93	33	277	277	159	145
Cas	28 (C)	37 (C)	37 (C)	37 (C)	28 (C)	37 (C)

IX-2-7- Déplacements

➤ Extrêmes globaux

Tab-IX-6- Déplacements des nœuds.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	11	1,9	4,2	0,004	0,009	0,002
Noeud	823	317	979	454	179	1438
Cas	28 (C)	39 (C)	37 (C)	18 (C)	37 (C)	37 (C)
MIN	-9,5	-1,9	-2,4	-0,004	-0,008	-0,002
Noeud	116	329	673	1093	135	1382
Cas	39 (C)	39 (C)	39 (C)	18 (C)	39 (C)	37 (C)

IX-2-8- Efforts

➤ Extrêmes globaux

Tab-IX-7- Valeurs des efforts

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	550,86	39,19	440,61	0,69	1453,46	8,83
Barre	171	176	63	189	78	159
Noeud	253	258	93	279	115	230
Cas	28 (C)	37 (C)	28 (C)	28 (C)	39 (C)	37 (C)
MIN	-424,81	-38,85	-370,2	-0,7	-1702,5	-9,16
Barre	187	25	93	9	108	39
Noeud	277	38	137	15	159	54
Cas	37 (C)	37 (C)	39 (C)	28 (C)	28 (C)	37 (C)

IX-2-9- Contraintes

➤ Extrêmes globaux

Tab-IX-8- Valeurs des contraintes

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
MAX	521,19	39,57	479,83	41,73	5,42	4,85	48,54
Barre	92	993	122	287	1141	1129	997
Noeud	135	17	179	238	11	251	254
Cas	28 (C)	37 (C)	28 (C)	37 (C)	28 (C)	32 (C)	37 (C)
MIN	-34,64	-455,35	-2	-3,57	-479,83	-41,73	-51,84
Barre	207	92	993	993	122	287	1222
Noeud	383	135	17	34	179	238	1477
Cas	18 (C)	28 (C)	35 (C)	39 (C)	28 (C)	37 (C)	37 (C)

IX-4-10- Flèches maximales

➤ Extrêmes globaux

Tab-IX-9- Flèches maximales

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0	0,5	1,9
Barre	108	203	109
Cas	39 (C)	30 (C)	37 (C)
MIN	0	-0,5	-2,3
Barre	78	1221	138
Cas	28 (C)	30 (C)	37 (C)

❖ Les notes de calcul :

✚ Pour l'atelier

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Verification des pieces*

FAMILLE:

PIECE: 168 Poteaux_168

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 L = 0.00 m$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 37 G+WX+EX (1+7+9)*1.00

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 MPa$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 650

$h=64.0 cm$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 cm$	$A_y=169.55 cm^2$	$A_z=103.19 cm^2$	$A_x=241.64 cm^2$
$tw=1.4 cm$	$I_y=175178.00 cm^4$	$I_z=11723.90 cm^4$	$I_x=449.66 cm^4$
$tf=2.6 cm$	$W_{ply}=6136.29 cm^3$	$W_{plz}=1204.79 cm^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 317.62 kN$	$M_{y,Ed} = -1369.93 kN*m$	$M_{z,Ed} = -0.81 kN*m$	$V_{y,Ed} = -0.19 kN$
$N_{c,Rd} = 6645.10 kN$	$M_{y,Ed,max} = -1369.93 kN*m$		$M_{z,Ed,max} = -3.26 kN*m$
	$V_{y,T,Rd} = 2691.42 kN$		
$N_{b,Rd} = 5706.20 kN$	$M_{y,c,Rd} = 1687.48 kN*m$	$M_{z,c,Rd} = 331.32 kN*m$	$V_{z,Ed} = 365.67 kN$
	$M_{N,y,Rd} = 1687.48 kN*m$	$M_{N,z,Rd} = 331.32 kN*m$	$V_{z,T,Rd} = 1638.19 kN$
			$T_{t,Ed} = -0.01 kN*m$
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$$L_y = 4.80 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 2.40 \text{ m}$$

$$L_{amy} = 8.91$$

$$\lambda_{my} = 0.10$$

$$X_y = 1.00$$

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$L_z = 4.80 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 3.36 \text{ m}$$

$$\lambda_{mz} = 48.24$$

$$\lambda_{mz} = 0.56$$

$$X_z = 0.86$$

$$k_{yz} = 0.70$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.66 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 8.91 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 48.24 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.86 < 1.00$$

$$(6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.49 < 1.00$$

$$(6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$$v_x = 8.1 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 12.0 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 9 EX

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 12.0 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 7 WX**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 173 TRAVERSSE_173 **POINT:** 5**COORDONNEE:** x = 0.55 L =

5.60 m

CHARGEMENTS:**Cas de charge décisif:** 37 G+WX+EX (1+7+9)*1.00**MATERIAU:**ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600**

h=60.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=94.30 cm ²	Az=83.78 cm ²	Ax=155.98 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=92083.50 cm ⁴	Iz=3387.34 cm ⁴	Ix=166.12 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=3512.40 cm ³	Wplz=485.65 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -30.75 kN	My,Ed = -155.67 kN*m	Mz,Ed = -0.69 kN*m	Vy,Ed = 2.89 kN
Nt,Rd = 4289.45 kN	My,pl,Rd = 965.91 kN*m	Mz,pl,Rd = 133.55 kN*m	Vy,T,Rd = 1491.65 kN
	My,c,Rd = 965.91 kN*m	Mz,c,Rd = 133.55 kN*m	Vz,Ed = 0.57 kN
	MN,y,Rd = 965.91 kN*m	MN,z,Rd = 133.55 kN*m	Vz,T,Rd = 1327.06 kN
	Mb,Rd = 293.21 kN*m		Tt,Ed = -0.13 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 333.10 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.30
Lcr,low=10.14 m	Lam_LT = 1.70	fi,LT = 2.09	XLT,mod = 0.30

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.53 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 7 WX

$$u_z = 0.7 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 9 EX

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},y} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif:

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},z} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif:

Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 171 Poteaux_171

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 37 G+WX+EX (1+7+9)*1.00

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

h=44.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.47 cm ²	Az=65.78 cm ²	Ax=178.03 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=63721.60 cm ⁴	Iz=9465.33 cm ⁴	Ix=244.61 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wply=3215.87 cm ³	Wplz=965.53 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 478.85 kN	My,Ed = -231.55 kN*m	Mz,Ed = 3.54 kN*m	Vy,Ed = 1.85 kN
Nc,Rd = 4895.82 kN	My,Ed,max = -231.55 kN*m		Mz,Ed,max = -5.36 kN*m
	Vy,T,Rd = 2197.16 kN		
Nb,Rd = 4260.92 kN	My,c,Rd = 884.36 kN*m	Mz,c,Rd = 265.52 kN*m	Vz,Ed = 57.34 kN
	MN,y,Rd = 884.36 kN*m	MN,z,Rd = 265.52 kN*m	Vz,T,Rd = 1044.13 kN
			Tt,Ed = 0.03 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 4.80 m	Lam_y = 0.15
Lcr,y = 2.40 m	Xy = 1.00
Lamy = 12.69	ky = 1.00



en z:

Lz = 4.80 m	Lam_z = 0.53
Lcr,z = 3.36 m	Xz = 0.87
Lamz = 46.08	kyz = 0.66

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 12.69 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 46.08 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.37 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.27 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES

**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):** $v_x = 4.9 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 7.5 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 9 EX $v_y = 0.1 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 7.5 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 9 EX**Profil correct !!!**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 180 poutre porteuse _180 **POINT:** 7**COORDONNEE:** $x = 1.00 L = 4.00 \text{ m}$ **CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 32 G+QEXP+EX (1+2+9)*1.00**MATERIAU:**ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 330**

$h=33.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=16.0 \text{ cm}$	$A_y=42.28 \text{ cm}^2$	$A_z=30.81 \text{ cm}^2$	$A_x=62.61 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$I_y=11766.90 \text{ cm}^4$	$I_z=788.14 \text{ cm}^4$	$I_x=28.28 \text{ cm}^4$
$tf=1.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=804.33 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=153.68 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 5.40 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -142.34 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.90 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -0.76 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1721.78 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -142.34 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = -1.17 \text{ kN*m}$
	$V_{y,T,Rd} = 671.32 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 1721.78 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 221.19 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 42.26 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -94.26 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 221.19 \text{ kN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 42.26 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 489.19 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 192.61 \text{ kN*m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 558.48 \text{ kN*m}$	$\text{Courbe,LT} =$	$XL T = 0.83$
$L_{cr,low} = 4.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.63$	$f_{i,LT} = 0.77$	$XL T,mod = 0.87$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

 $k_{yy} = 1.00$ 

en z:

 $k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.44 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.74 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 EX

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 EX

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},y} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif:

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},z} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif:**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 178 traversse_178**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:**Cas de charge décisif:** 39 0.8G-EX 1*0.80+9*-1.00**MATERIAU:**ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 330**

h=33.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=16.0 cm

Ay=42.28 cm²Az=30.81 cm²Ax=62.61 cm²

tw=0.8 cm

Iy=11766.90 cm⁴Iz=788.14 cm⁴Ix=28.28 cm⁴

tf=1.1 cm

Wply=804.33 cm³Wplz=153.68 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 57.28 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -155.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -1.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.19 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1721.78 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -155.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 1.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 670.58 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 1721.78 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 221.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 42.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 76.53 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 221.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{,z,Rd} = 42.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 488.84 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 192.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 562.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.83$
$L_{cr,low} = 4.08 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.63$	$\phi_{i,LT} = 0.77$	$XLT_{mod} = 0.87$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$

$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif: 9 EX

$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif: 9 EX

$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif:

$u_{inst,z} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 2.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif:**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!**

IX-3- Conclusion :

D'après les calculs les profils adoptés sont :

- ✓ Pour les poteaux d'atelier **HEA 650**
- ✓ Pour les traverses de l'atelier **IPE 600**
- ✓ Pour les poteaux de bloc **HEA 450**
- ✓ Pour les traverses de bloc **IPE 330**
- ✓ Pour les poutres porteuse **IPE 330**

X-1-Généralités :

X-1-1- Rôle des assemblages :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté.

X-1-2- Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux

X-2-L'attache de la diagonale DCED 150×15 avec le poteau HEA650 :

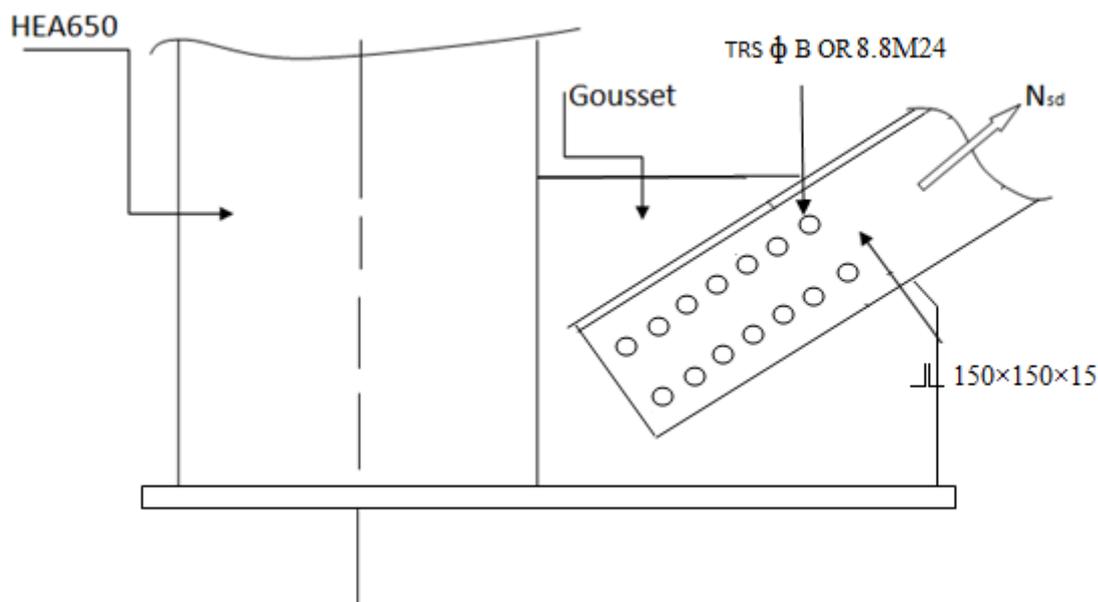


Figure-X-1: Attache diagonale de stabilité verticale en (X)

Dans cet assemblage on utilise « boulons de diamètre $M24$ de classe 8.8

$$A_s = 353 \text{ mm}^2, F_{ub} = 0.8 \text{ KN/mm}^2$$

Disposition des boulons :

$$e_1 \geq 1,2d_0 \text{ donc: } e_1 \geq 1,2 \times 24 = 28,8 \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$P \geq 2,2d_0 \text{ donc } p_1 \geq 2,2 \times 24 = 52,8 \rightarrow P = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1,5d_0 \text{ donc: } e_2 \geq 1,5 \times 24 = 36 \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$$

Pour un boulon :

$$A_s = 353 \text{ mm}^2, F_{ub} = 0.8 \text{ KN/mm}^2$$

X-2-1-Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$N_{vsd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 0,8 \times 353}{1,25} = 112,96 \text{ KN}$$

$$N_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n \times m}$$

$$n = \frac{F_{sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{1254}{112,96} = 12$$

m : nombre de plans de cisaillement.

n : nombre de boulons.

$$F_{sd} = N_{sd} = 1254 \text{ KN}$$

$$N_{vsd} = \frac{1254}{12 \times 2} = 104,5 \text{ kn}$$

$$N_{vsd} = 104,5 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 112,96 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

X-2-2-Résistance de boulon a la traction :

Il faut vérifier que :

$$F_u \leq F_{u,Rd}$$

$$\text{Avec : } F_{u,Rd} = 0,9 \cdot f_u \cdot \frac{A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Et : } A_{net} = t (b - d_0) = 15 \times (150 - 52)$$

$$F_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot F_{ub} \times A_{net}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 0,430 \times 1470}{1,25} = 455,112 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 104,5 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 455,112 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

X-2-3-Résistance à la pression diamétrale :

On doit vérifier que :

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd}$$

$F_{b.Rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

$F_{V.Sd}$: effort de cisaillement de calcul par boulon.

f_u : La résistance à la rupture des goussets .

$$f_u = 430 \text{ N/mm}^2, \gamma_{Mb} = 1.25, d = 24 \text{ mm}$$

On prend des goussets d'épaisseur $t=10\text{mm}$.

$$\text{Avec : } F_b = 2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t_{cor}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$a = \min[0,5; 0,77; 2,32; 1] = 0,5$$

$$F_b = 2,5 \times 0,50 \times 0,430 \times \frac{24 \times 10}{1,25} = 103,2 \text{ KN}$$

$$F_{V.Sd} \text{ ☐} = \frac{N_{sd}}{n \cdot m} = \frac{1254}{28} = 35,112 \text{ KN}$$

$$F_{V.Sd} \text{ ☐} = \mathbf{35,112 \text{ KN}} < F_b = \mathbf{103,2 \text{ KN}} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Alors les boulons **M 24 (8.8)** sont acceptables pour l'assemblage des diagonales en **DCED150×15** avec les goussets ($t=10 \text{ mm}$).

X-3-Assemblage pannes – traverse :

X-3-1-Dimensionnement de l'échantignolle :

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

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

Un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses appelé échantignolle.

Pour IPE 140 $b = 7,3 \text{ cm}$ et $h = 14 \text{ cm}$

$$7,3 \text{ cm} \leq t \leq 10,9 \text{ cm}$$

Soit $t = 9 \text{ cm}$

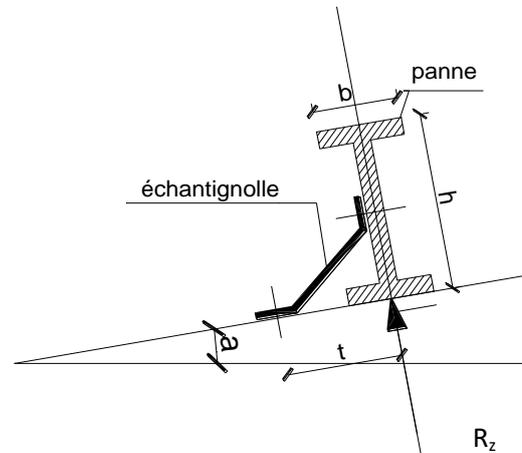


Fig. IX-2 : Assemblage panne -traverse

X-3-2-Calcul des réactions d'appuis :

$$Q_z = -270 \text{ daN/m} \quad Q_y = 22 \text{ daN/m}$$

$$R_y = \frac{Q_y \times L}{2} = \frac{22 \times 6}{2} = 66 \text{ daN}$$

$$R_z = \frac{Q_z \times L}{2} = \frac{270 \times 6}{2} = 810 \text{ daN}$$

X-3-3-Calcul de moment de renversement :

$$M_R = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} = (66 \times 0,09) + \left(810 \times \frac{0,14}{2} \right) = 62,64 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

❖ Dimensionnement :

$$\sigma = \frac{Mr}{W_{ech}} \leq \sigma_e \Rightarrow W_{ech} \geq \frac{Mr}{\sigma_e} = \frac{62,64 \times 10^3}{27,5} = 2277,81 \text{ mm}^3$$

$$W_{ech} = \frac{a \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6 \times W_{ech}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 2277,81}{200}} = 8,2 \text{ mm}$$

Donc : on adopte pour l'attache des pannes une échantignolle d'épaisseur, $e = 10 \text{ mm}$ et de largeur, $a = 200 \text{ mm}$ avec des boulons $\phi = 12 \text{ mm}$.

X-3-4-Vérification des boulons au cisaillement + traction :

Les boulons (1) et (2) sont soumises a un effort de traction + cisaillement, et doivent satisfaire aux conditions suivants :

Boulon (1) :

$$\frac{V_1}{F_v} + \frac{T_1}{1.4 \cdot F_T} \leq 1 \quad \text{avec : } \begin{cases} V_1 = R_y = 66daN \\ T_1 = R_z = 810daN \end{cases}$$

On a des boulons $\phi = 12mm \Rightarrow A_s = 84.3mm^2$ de classe 4.6 $\Rightarrow f_{ub} = 40daN/mm^2$

$$F_T = 0,9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 0,9 \times 40 \times \frac{84.3}{1,25} = 2427,84daN$$

$$F_v = 0,6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 0,6 \times 40 \times \frac{84.3}{1,25} = 1618,56daN$$

$$\frac{V_1}{F_v} + \frac{T_1}{1.4 \times F_T} = \frac{66}{1618,56} + \frac{810}{1.4 \times 2427,84} = 0,04 + 0,24 = 0,28 < 1$$

Boulon (2) :

$$\frac{V_2}{F_v} + \frac{T_2}{1.4 \cdot F_T} \leq 1 \quad \text{avec : } \begin{cases} V_2 = R_y = 66aN \\ T_2 = R_z = 810daN \end{cases}$$

Pour les boulons $\phi = 12mm$ on a : $\frac{V_1}{F_v} + \frac{T_1}{1.4 \times F_T} = \frac{66}{1618,56} + \frac{810}{1.4 \times 2427,84} = 0,28 < 1$

POTEAU

Profilé:	HEB 650		
Barre N°:	1		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	650	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{rc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	16	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	31	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	286,34	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	210616,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance

POUTRE

Profilé:	ipe 600		
Barre N°:	12		
$\alpha =$	9,6	[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]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	19	[mm]	Épaisseur 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
$A_b =$	155,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	92083,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	304,99	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Écartement $e_i =$	130	[mm]	
Entraxe $p_i =$	150;150;150;200;150;150	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	1229	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	10	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	600	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	10	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	1300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	32,5	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28
 $f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 588$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 142$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 588$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 142$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 10$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 24: $1.35G+1.35(S+QP2) (1+4+8) * 1.35$

$M_{b1,Ed} = 545,56$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 192,63$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -98,49$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = 545,56$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 98,49$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -192,63$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 4289,45$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 143,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 2282,81$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 965,91 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 6640,29 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 1826,08 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 1826,08 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 1193 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1530,61 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 9,6 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 32,5 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 269 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 83,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,92 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 158,58 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$A_s = 20,80 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 2819,92 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 514 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 1,05 \quad \text{Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,77 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_s = 7,87 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 2421,55 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 756,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 756,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$$M_{b1,Ed} = 545,56 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = 98,49 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$z = 1068 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad \text{[6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 461,73 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = \frac{122,0}{4} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = \frac{122,0}{4} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 1059 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 19,82 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 2,06 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$A_{vs} =$	$122,0$	[cm ²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	$2,06$	[kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	$1785,22$	[kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq$	$1,0$	$0,26 < 1,00$	vérifié (0,26)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	16	[mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	370	[mm] Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	$122,04$	[cm ²] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$\omega =$	$0,87$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	$75,89$	[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)]
$A_s =$	$28,40$	[cm ²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1: [6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	$2206,05$	[kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	534	[mm] Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	$0,94$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	$0,84$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	$6,00$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1: [6.3.1.2]
$\chi_s =$	$1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1: [6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	$1977,10$	[kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} =$	$1977,10$	[kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	16	[mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	378	[mm] Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	$122,04$	[cm ²] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$\omega =$	$0,87$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	$75,89$	[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)]
$A_s =$	$28,40$	[cm ²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1: [6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	$2227,74$	[kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	534	[mm] Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	$0,95$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	$0,83$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	$6,00$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1: [6.3.1.2]
$\chi_s =$	$1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1: [6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	$1986,55$	[kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	$1986,55$	[kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
----	---	----------------	---	----------------	---	---------------------	---------------------	--------------------	--------------------	-----------------------	-----------------------	----------------------	----------------------

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	35	-	85	-	150	222	283	222	283	261	234	234	234
2	35	-	85	-	150	222	248	222	248	300	150	150	150
3	35	-	85	-	150	222	248	222	248	300	150	150	150
4	35	-	85	-	175	222	248	222	248	350	175	175	175
5	35	-	85	-	175	222	248	222	248	350	175	175	175
6	35	-	85	-	150	222	248	222	248	300	150	150	150
7	35	-	85	-	150	222	246	222	246	261	197	197	197

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	48	-	45	-	150	300	297	297	297	300	248	248	248
2	48	-	45	-	150	300	247	247	247	300	150	150	150
3	48	-	45	-	150	300	247	247	247	300	150	150	150
4	48	-	45	-	175	300	247	247	247	350	175	175	175
5	48	-	45	-	175	300	247	247	247	350	175	175	175
6	48	-	45	-	150	300	247	247	247	300	150	150	150
7	48	-	45	-	150	300	247	247	247	300	198	198	198

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1512,50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 304,99 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 439,72 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma M_0 \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma M_0 \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	472,29	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 609,98	609,98	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 928,68	928,68	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 472,29	472,29	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 979,55	979,55	Ame de la poutre - traction

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1785,22$	1785,22	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1977,10$	1977,10	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1530,61$	1530,61	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 756,25$	756,25	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	283,96	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 609,98$	609,98	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 928,68$	928,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 442,72$	442,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 815,08$	815,08	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1785,22 - 472,29$	1312,93	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1977,10 - 472,29$	1504,81	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1530,61 - 472,29$	1058,32	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 756,25 - 472,29$	283,96	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1219,97 - 472,29$	747,68	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1466,14 - 472,29$	993,85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 828,68 - 472,29$	356,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1314,51 - 472,29$	842,21	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 609,98$	609,98	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 928,68$	928,68	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 442,72$	442,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 815,08$	815,08	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1785,22 - 756,25$	1028,97	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1977,10 - 756,25$	1220,85	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1530,61 - 756,25$	774,36	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 756,25 - 756,25$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1175,45 - 283,96$	891,50	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1204,44 - 283,96$	920,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1829,95 - 756,25$	1073,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1836,89 - 756,25$	1080,64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 692,02 - 283,96$	408,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 990,00 - 283,96$	706,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1213,84 - 756,25$	457,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1809,51 - 756,25$	1053,26	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 _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	1143	472,29	609,98	928,68	472,29	979,55	609,98	879,44
2	993	283,96	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44
3	843	-	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44
4	693	-	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44
5	493	-	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44
6	343	-	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44
7	193	-	609,98	928,68	442,72	815,08	609,98	879,44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 821,56 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,66 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,88 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 228,55 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 304,99 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 388,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 388,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	609,98	-14,07	472,29	313,63	299,56	296,75
2	609,98	-14,07	283,96	188,56	174,49	363,70
3	609,98	-14,07	0,00	0,00	-14,07	457,09
4	609,98	-14,07	0,00	0,00	-14,07	457,09
5	609,98	-14,07	0,00	0,00	-14,07	457,09
6	609,98	-14,07	0,00	0,00	-14,07	457,09
7	609,98	-14,07	0,00	0,00	-14,07	457,09

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 2945,92 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 335,90 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 114,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 221,90 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 538013,40 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -47,86 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -46,59 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 8,68 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 95,73 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 94,38 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 47,86 < 291,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 17 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 24 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 82 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
----	----------------	----------------	----------------	----------------	--------------------	-----------------------------------	--

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	87,29	7318,27
1	1143	4	134	16	2	25,48	2911,81
2	993	3	91	10	2	16,39	1626,80
3	843	3	91	10	2	13,91	1172,30
4	693	3	106	12	2	12,83	888,82
5	493	3	106	12	2	9,13	449,65
6	343	3	91	10	2	5,66	193,86
7	193	4	119	13	2	3,89	75,02

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 838 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 10 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 122,04 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 838 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 533200,35 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 533200,35 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 152512,18 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

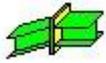
$$S_{j,pin} = 9532,01 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,66



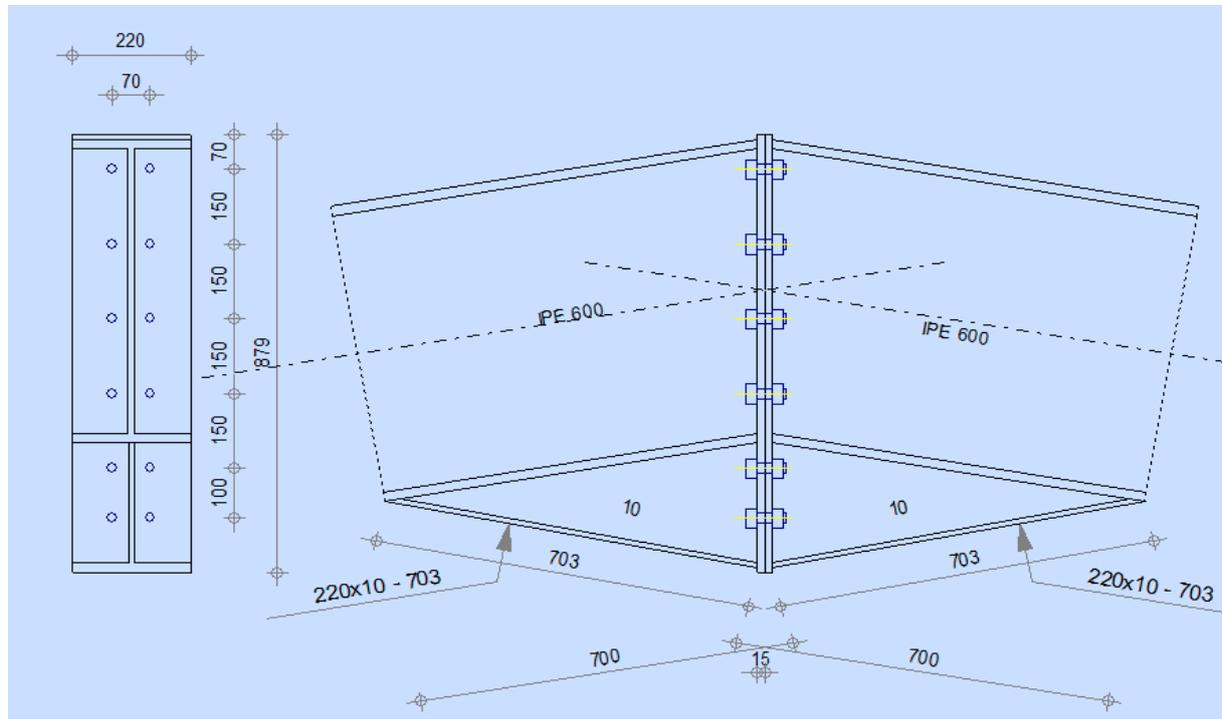
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,52



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 21
 Barres de la structure: 12, 13

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 600
 Barre N°: 12

$\alpha =$	-170,4	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	600	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{rbl} =$	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
$A_{bl} =$	155,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	92083,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} =$ 275,00 [MPa] Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé:			YPE 600
Barre N°:			13
$\alpha =$	-9,6	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	600	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	220	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	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
$A_{br} =$	155,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	92083,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	211,68	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	150;150;150;150;100	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	879	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	15	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ypr} =$	275,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	250	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	700	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	10,9	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 23: $1.35G+1.35(S+QP1) (1+3+8) * 1.35$

$M_{b1,Ed} =$	-333,57	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-14,03	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-40,64	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 4289,45$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 108,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1727,11$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 965,91$ [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

$W_{pl} = 3892,20$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 1070,36$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1070,36$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 844$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 1268,37$ [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:

$\beta = 9,6$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 10,9$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 272$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 83,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,91$ 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)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 2295,44$ [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)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 1769,08$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 756,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 756,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	18	-	75	-	100	111	141	111	141	156	109	109	109
2	18	-	75	-	125	111	164	111	164	250	125	125	125
3	18	-	75	-	150	111	164	111	164	300	150	150	150
4	18	-	75	-	150	111	164	111	164	300	150	150	150
5	18	-	75	-	150	111	164	111	164	300	150	150	150
6	18	-	75	-	150	111	164	111	164	206	157	157	157

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd2} F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 1512,50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 211,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 274,83 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	345,20	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(1)} = 345,20	345,20	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 366,72	366,72	Âme de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 549,65	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
F _{c,fb,Rd} = 1268,37	1268,37	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	307,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 363,08$	363,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 366,72$	366,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 549,65$	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1268,37 - 345,20$	923,17	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 652,51 - 345,20$	307,31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 773,00 - 345,20$	427,80	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 299,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	359,93	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 363,08$	363,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 366,72$	366,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 549,65$	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1268,37 - 644,40$	623,98	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 684,20 - 299,20$	385,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 907,50 - 299,20$	608,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1004,33 - 644,40$	359,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1268,00 - 644,40$	623,61	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 230,19 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 230,19 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	363,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 363,08$	363,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 366,72$	366,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 549,65$	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1268,37 - 874,58$	393,79	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 703,63 - 230,19$	473,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 990,00 - 230,19$	759,81	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1036,01 - 529,38$	506,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1402,50 - 529,38$	873,12	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1356,14 - 874,58$	481,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1763,00 - 874,58$	888,42	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 161,18 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 161,18 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	232,61	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 363,08$	363,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 366,72$	366,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 549,65$	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1268,37 - 1035,77$	232,61	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 703,63 - 161,18$	542,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 990,00 - 161,18$	828,82	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1055,45 - 391,37$	664,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1485,00 - 391,37$	1093,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1387,83 - 690,57$	697,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1897,50 - 690,57$	1206,93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1707,96 - 1035,77$	672,19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2258,00 - 1035,77$	1222,23	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$
 $F_{t5,Rd} = 92,18$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]
 $F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$
 $F_{t5,Rd} = 92,18$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	140,43	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 363,08$	363,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 366,72$	366,72	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 549,65$	549,65	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 1268,37 - 1127,94$	140,43	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 709,27 - 92,18$	617,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 1013,92 - 92,18$	921,74	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1061,08 - 253,36$	807,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1508,92 - 253,36$	1255,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1412,90 - 483,55$	929,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 2003,92 - 483,55$	1520,37	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1745,28 - 782,74$	962,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 2416,42 - 782,74$	1633,67	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2065,41 - 1127,94$	937,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2776,92 - 1127,94$	1648,97	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$
 $F_{t6,Rd} = 23,17$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]
 $F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$
 $F_{t6,Rd} = 23,17$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	750	345,20	-	-	345,20	366,72	423,36	549,65
2	650	299,20	-	-	363,08	366,72	423,36	549,65
3	500	230,19	-	-	363,08	366,72	423,36	549,65
4	350	161,18	-	-	363,08	366,72	423,36	549,65
5	200	92,18	-	-	363,08	366,72	423,36	549,65
6	50	23,17	-	-	363,08	366,72	423,36	549,65

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$
 $M_{j,Rd} = 644,90$ [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)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]
 $\beta_{Lf} = 0,90$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]
 $F_{v,Rd} = 162,86$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]
 $F_{t,Rd,max} = 211,68$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 243,00$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 243,00$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	423,36	-6,77	345,20	178,55	171,78	231,32
2	423,36	-6,77	299,20	154,76	147,98	244,40
3	423,36	-6,77	230,19	119,06	112,29	264,01
4	423,36	-6,77	161,18	83,37	76,60	283,63
5	423,36	-6,77	92,18	47,68	40,90	303,24
6	423,36	-6,77	23,17	11,98	5,21	322,86

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 1649,45 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

A _w =	266,24	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A _{wy} =	114,00	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
A _{wz} =	152,24	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I _{wy} =	234453,12	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
σ _{⊥max} =τ _{⊥max} =	-47,60	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
σ _⊥ =τ _⊥ =	-42,80	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ =	-0,92	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β _w =	0,85		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
√[(σ _{⊥max} ² + 3*(τ _{⊥max} ²)] ≤ f _u /(β _w *γ _{M2})			95,20 < 381,18	vérifié (0,25)
√[(σ _⊥ ² + 3*(τ _⊥ ² + τ ²)] ≤ f _u /(β _w *γ _{M2})			85,62 < 381,18	vérifié (0,22)
σ _⊥ ≤ 0.9*f _u /γ _{M2}			47,60 < 291,60	vérifié (0,16)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

t _{wash} =	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h _{head} =	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h _{nut} =	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L _b =	59	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k ₁₀ =	7	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	136,39	7638,65
1	750	∞	∞	60	5	40,81	3062,44
2	650	∞	∞	61	5	35,48	2307,67
3	500	∞	∞	61	5	27,30	1365,94
4	350	∞	∞	61	5	19,12	669,73
5	200	∞	∞	61	5	10,93	219,03
6	50	∞	∞	61	5	2,75	13,84

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$Z_{eq} = 560 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent}$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$k_{eq} = 24 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons}$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 1604116,14 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 1604116,14 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 152512,18 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 9532,01 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \leq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,52



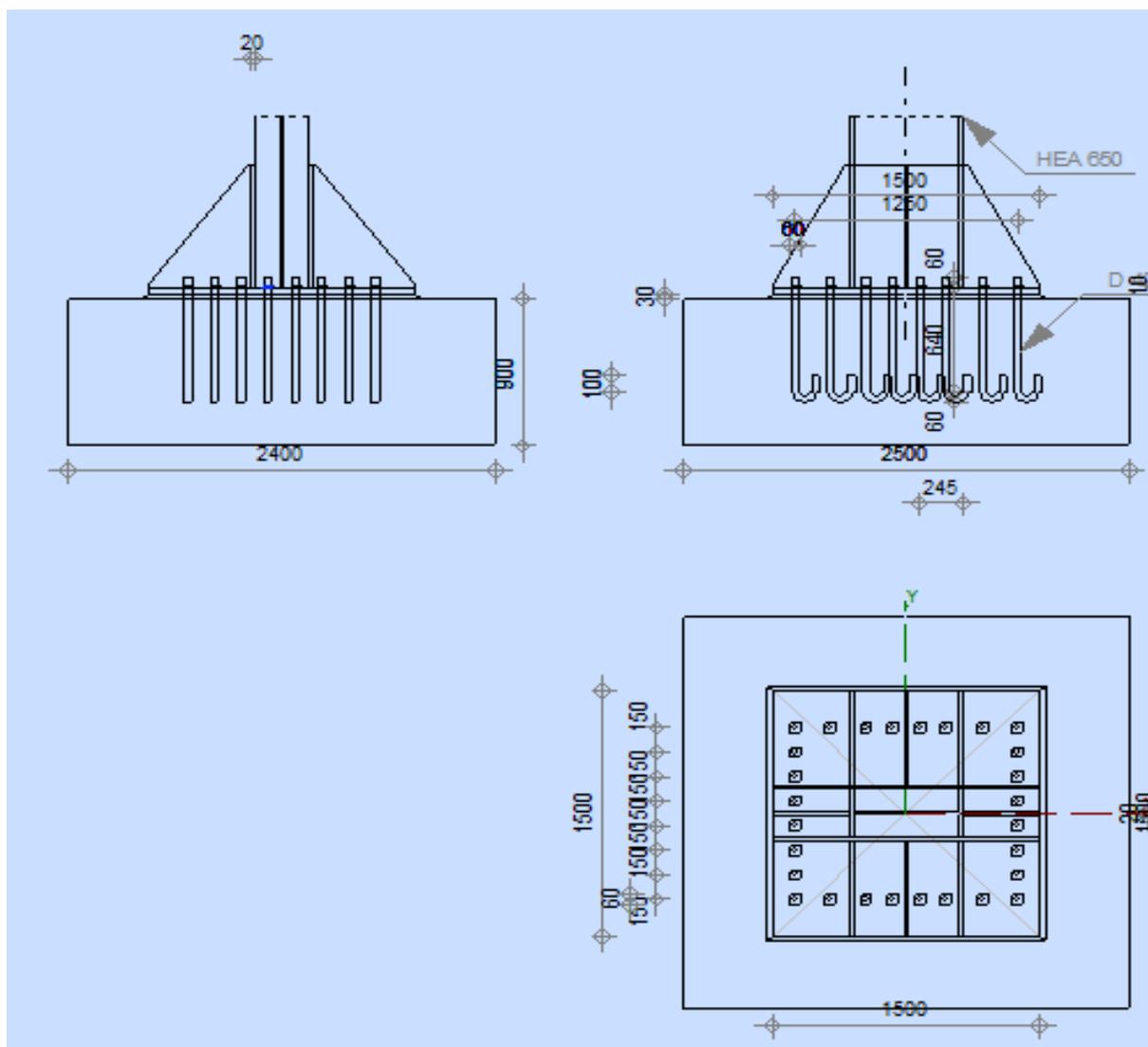
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB
 Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio
0,64



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 249
 Barres de la structure: 169

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 650
 Barre N°: 169
 $L_c = 18,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$L_c =$	18,00	[m]	Longueur du poteau
$h_c =$	640	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	26	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	241,64	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	175178,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E28			
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	2000	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	1500	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	40	[mm]	Epaisseur
Matériau: ACIER E28			
$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	240,00	[MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	42	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	11,20	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	13,85	[cm ²] Aire de la section du boulon
$n_H =$	8	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	8	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	150;150;200;200	[mm]
Entraxe $e_{Vi} =$	150;150;150;150	[mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	640	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 100			
$l_w =$	100	[mm]	Longueur
Matériau: ACIER			
$f_{yw} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR

$l_s =$	2000	[mm]	Longueur
$w_s =$	1500	[mm]	Largeur
$h_s =$	750	[mm]	Hauteur
$t_s =$	20	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	2500	[mm]	Longueur de la semelle
B =	2400	[mm]	Largeur de la semelle
H =	900	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	Utilisateur		
$f_{ck} =$	352,50	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	10	[mm]	Bêche
$a_s =$	8	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 28: G+QEXP+1.2EX (1+2)*1.00+9*1.20

$N_{j,Ed} =$	173,47	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	30,15	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-108,06	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	639,70	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	3,02	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	221,56	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	26	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	77	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	351	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	272,23	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	2450,08	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	19192,27	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	470,00	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,y} =$	2495,19	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	2617,36	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,y} =$	117273,87	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	123015,93	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[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]
$W_{pl,y} = 78588,29$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 21611,78$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 1025$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 21076,50$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 44764,79$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 12310,32$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 604$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 20379,19$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 21076,50$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 20379,19$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b = 11,20$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 400,00$ [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)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 274,18$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 240,00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 224,00$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 224,00$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 352,50$ [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$		
$f_{ctd} = 6,99$ [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 0,90$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$		
$f_{bd} = 14,15$ [MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 640$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 1194,64$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 450$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5} / mm^{0,5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1,5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 1344,19$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1350$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 675$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 62400,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 60000,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\Psi_{A,N} = 0,96$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 625$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1,0$		
$\Psi_{s,N} = 0,98$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]

$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^{0.5} \psi_{A,N} \psi_{s,N} \psi_{ec,N} \psi_{re,N} \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 585,0$ [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

$h_{ef} = 640$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
---------------------	---------------------------------------	-------------

$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
---	--	--

$N_{Rk,c}^0 = 2279,87$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
-----------------------------	---	-------------

$s_{cr,N} = 1280$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
------------------------	-----------------------------------	-------------

$c_{cr,N} = 640$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
-----------------------	---	-------------

$A_{c,N0} = 58949,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
--	----------------------------------	-------------

$A_{c,N} = 58250,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
---	--------------------------------	-------------

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,99$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
---------------------	---	-------------

$c = 625$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
----------------	---	-------------

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,99$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
---------------------	---	-------------

$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
----------------------	--	-------------

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
----------------------	---	-------------

$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
-----------------------	--	-------------

$$\psi_{h,N} = (h / (2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0,79$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
---------------------	---	-------------

$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
------------------------	---------------------------------	---------------

$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^{0.5} \psi_{A,N} \psi_{s,N} \psi_{ec,N} \psi_{re,N} \psi_{ucr,N} \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
--	--	--

$F_{t,Rd,sp} = 818,91$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]
-----------------------------	--	-------------

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 224,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction	
--------------------------	---	--

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$l_{eff,1} = 750$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
------------------------	---	-----------

$l_{eff,2} = 750$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
------------------------	---	-----------

$m = 294$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
----------------	-----------------------------------	-----------

$M_{pl,1,Rd} = 82,50$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
------------------------------	---	---------

$M_{pl,2,Rd} = 82,50$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
------------------------------	---	---------

$F_{T,1,Rd} = 1123,65$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
-----------------------------	---------------------------------------	---------

$F_{T,2,Rd} = 1245,26$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
-----------------------------	---------------------------------------	---------

$F_{T,3,Rd} = 1792,00$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
-----------------------------	---------------------------------------	---------

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 1123,65$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]
--------------------------------	---	---------

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 922$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
------------------------	---	-----------

$l_{eff,2} = 922$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
------------------------	---	-----------

$m = 294$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
----------------	-----------------------------------	-----------

$M_{pl,1,Rd} = 101,39$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
-------------------------------	---	---------

$M_{pl,2,Rd} = 101,39$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
-------------------------------	---	---------

$F_{T,1,Rd} = 1380,96$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
-----------------------------	---------------------------------------	---------

$F_{T,2,Rd} = 1302,44$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
-----------------------------	---------------------------------------	---------

$F_{T,3,Rd} = 1792,00$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
-----------------------------	---------------------------------------	---------

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,z} = 1302,44$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]
--------------------------------	---	---------

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 4200,95$ [kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
---------------------------	---	-----------

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 1123,65$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} = 1302,44$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
$e_y = 3688$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 513$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 625$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 1122,34$	[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)		$0,57 < 1,00$	vérifié	(0,57)
$e_z = 17$	[mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 302$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 525$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 43,83$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,64 < 1,00$	vérifié	(0,64)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,89$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,89$	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]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 1206,16$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,89$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,89$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 1206,16$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,37$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 13,85$	[cm ²] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 400,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 163,15$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 1,62$	[kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 71$	[mm] Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 38,13$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 1263,77$	[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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} = 1170,15$	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$	6849,8 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,y}$	0,55	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,y}$	1,04	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y}$	0,89	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)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \Psi_{A,V,y} \Psi_{h,V,y} \Psi_{s,V,y} \Psi_{ec,V,y} \Psi_{\alpha,V,y} \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y}$	1601,94 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$	6103,0 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z}$	0,69	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z}$	1,01	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z}$	0,92	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)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \Psi_{A,V,z} \Psi_{h,V,z} \Psi_{s,V,z} \Psi_{ec,V,z} \Psi_{\alpha,V,z} \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z}$	1813,44 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$	0,30	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)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd}$	0,00 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,y}$	3290,00 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,z}$	1809,50 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y}$	4357,52 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{i,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z}$	2877,02 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{i,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)
$V_{i,Ed,y} / V_{i,Rd,y} + V_{i,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1,0$	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

M_1	65,62 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1	215,15 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
Z_s	297 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	140390,36 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	12,01 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$M_1 =$	65,62 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$\sigma_g =$	23,05 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	14,34 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	27,59 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,10 < 1,00$	vérifié (0,10)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	65,62 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	215,15 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	161 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	221125,18 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	3,59 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	18,66 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	14,34 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	25,10 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,09 < 1,00$	vérifié (0,09)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 =$	22,49 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	77,57 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	236 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	176392,61 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	2,50 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	7,06 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	5,17 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	9,30 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,03 < 1,00$	vérifié (0,03)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	22,49 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	77,57 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	129 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	240581,98 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	0,83 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	6,18 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	5,17 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	8,99 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,03 < 1,00$	vérifié (0,03)

SOUURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	4,80 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	4,80 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,41 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-1,11 [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)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		$0,02 < 1,00$	vérifié (0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,03 < 1,00$	vérifié (0,03)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,02 < 1,00$	vérifié (0,02)

SOUURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	30,93 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	30,93 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	17,93 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	69,22 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,18 < 1,00$	vérifié (0,18)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	17,93	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,08 < 1,00 vérifié (0,08)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	10,60	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	10,60	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	6,46	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	23,98	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,06 < 1,00 vérifié (0,06)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	10,60	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	10,60	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	6,46	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	23,98	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,06 < 1,00 vérifié (0,06)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	13,98	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	13,98	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	17,38	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	41,09	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,11 < 1,00 vérifié (0,11)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	13,98	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	13,98	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	23,57	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	49,49	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,13 < 1,00 vérifié (0,13)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	5,91	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	5,91	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	6,26	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	16,04	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,04 < 1,00 vérifié (0,04)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	5,91	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	5,91	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	7,55	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	17,63	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,05 < 1,00 vérifié (0,05)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	77	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
-------------	----	------	---	-------------

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	77	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	351	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$K_{13,y} =$	129	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	750	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	294	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	437	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$K_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,77		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	274185,43	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	613123,00	[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)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$K_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$				
$K_{13,z} =$	401	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	922	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	294	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	437	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$K_{16,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	2,98		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	154548,94	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	41033,65	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

—

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,64

✚ Pour le bloc



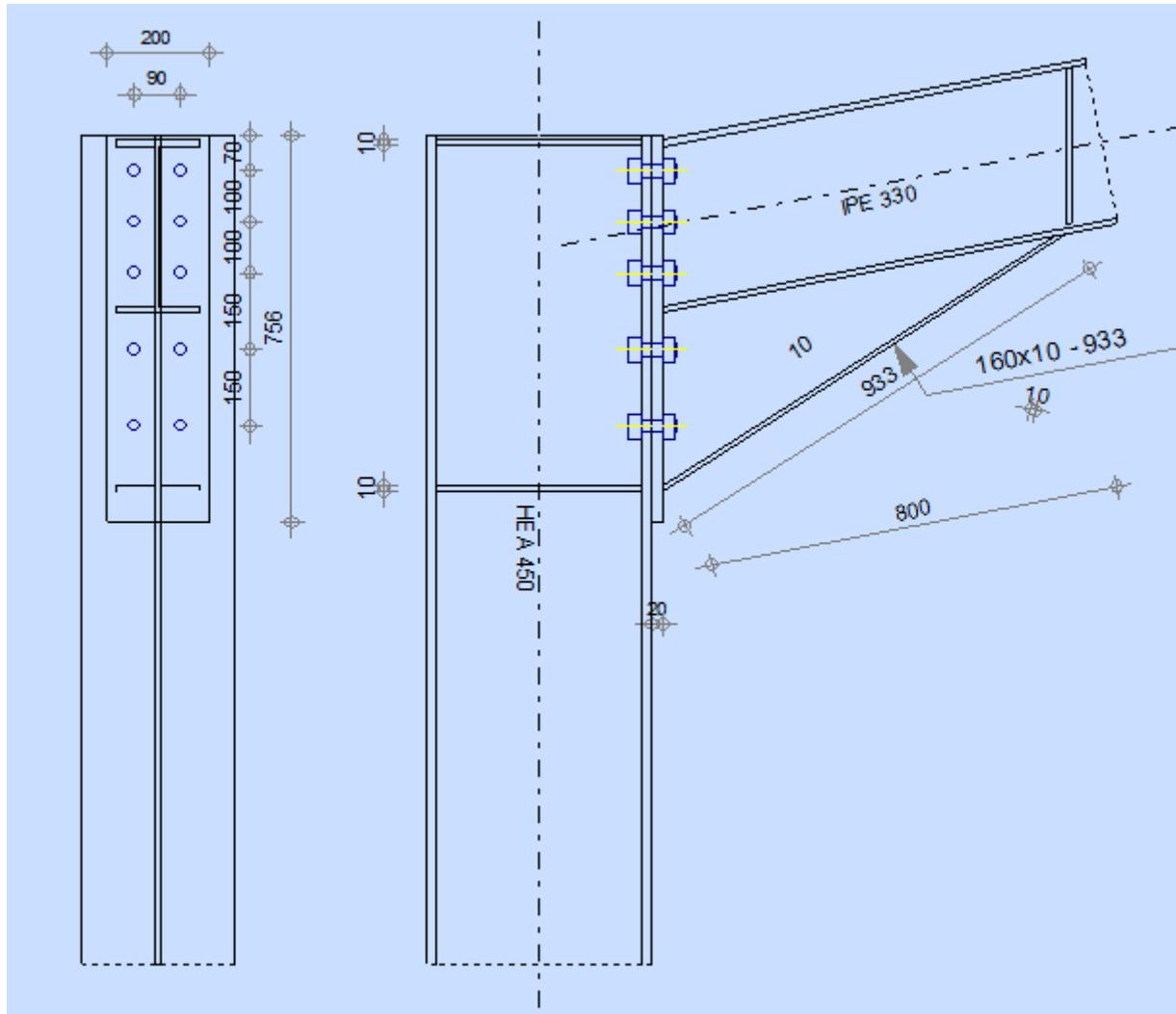
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,73



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 8
 Barres de la structure: 4, 8

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 450
 Barre N°: 4
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 440$ [mm] Hauteur de la section du poteau

Profilé:	HEA 450	
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} =	21 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c =	27 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c =	178,03 [cm ²]	Aire de la section du poteau
I_{xc} =	63721,60 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28	
f_{yc} =	275,00 [MPa]	Résistance

POUTRE

Profilé:	YPE 330	
Barre N°:	8	
α =	11,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
h_b =	330 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
b_f =	160 [mm]	Largeur de la section de la poutre
t_{wb} =	8 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fb} =	12 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_b =	18 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
r_b =	18 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
A_b =	62,61 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
I_{xb} =	11766,90 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28	
f_{yb} =	275,00 [MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d =	24 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
F_{TRd} =	304,99 [kN]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2	Nombre de colonnes des boulons
n_v =	5	Nombre de rangées des boulons
h_1 =	70 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i =	90 [mm]	
Entraxe p_i =	100;100;150;150 [mm]	

PLATINE

h_p =	756 [mm]	Hauteur de la platine
b_p =	200 [mm]	Largeur de la platine
t_p =	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28	
f_{yp} =	275,00 [MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

w_d =	160 [mm]	Largeur de la platine
t_{fd} =	10 [mm]	Epaisseur de l'aile
h_d =	350 [mm]	Hauteur de la platine
t_{wd} =	10 [mm]	Epaisseur de l'âme
l_d =	800 [mm]	Longueur de la platine
α =	32,6 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28	
f_{ybu} =	275,00 [MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	398	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

Inférieur

$h_{sd} =$	398	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	15	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	15	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	15	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 38: 0.8G-EX 1*0.80+9*-1.00

$M_{b1,Ed} =$	227,42	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	129,47	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-28,89	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	227,42	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	86,89	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-129,47	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

$A_b =$	62,61	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	1721,78	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	65,81	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	1044,91	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,12 < 1,00	vérifié (0,12)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	804,33	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	221,19	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	1799,78	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	494,94	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 494,94$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 674$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} = 733,87$	[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 INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 11,0$	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma = 32,6$	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} = 217$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} = 30,81$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,86$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 266,50$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 0,73$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 15,25$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1} = 1459,84$	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 271$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,09$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,75$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 5,73$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd2} = 1298,85$	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$			
$F_{c,wb,Rd3} = 550,00$	[kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$			
$F_{c,wb,Rd,low} = 550,00$	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 227,42$	[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)]
$V_{c1,Ed} = 86,89$	[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)]
$z = 570$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 355,34$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 65,78$	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 65,78$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 646$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 9,10$	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 2,06$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 2,06$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 974,56$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		$0,36 < 1,00$	vérifié (0,36)

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)]
$b_{eff,c,wc} = 334$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 65,78$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,83$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $\sigma_{com,Ed} = 68,66$ [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)]
 $A_s = 28,85$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 1673,19$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
Flambement:
 $d_{wc} = 344$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,99$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,80$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 3,90$ 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]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 1500,12$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:
 $F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd} = 1500,12$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur 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)]
 $A_{vc} = 65,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,83$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 68,66$ [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)]
 $A_s = 28,85$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 1672,90$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
Flambement:
 $d_{wc} = 344$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,99$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,80$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 3,90$ 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]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 1500,01$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:
 $F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 1500,01$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	18	-	105	-	100	111	141	111	141	155	90	90	90
2	18	-	105	-	100	111	202	111	202	200	100	100	100
3	18	-	105	-	125	111	202	111	202	250	125	125	125
4	18	-	105	-	150	111	202	111	202	300	150	150	150
5	18	-	105	-	150	111	141	111	141	205	115	115	115

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	-	55	-	100	153	179	153	179	176	146	146	146
2	24	-	55	-	100	153	166	153	166	200	100	100	100
3	24	-	55	-	125	153	166	153	166	250	125	125	125
4	24	-	55	-	150	153	166	153	166	300	150	150	150
5	24	-	55	-	150	153	166	153	166	226	158	158	158

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$
 $N_{j,Rd} = 1100,00$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,03 < 1,00$ **vérifié** (0,03)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 304,99$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 439,72$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au 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 fléchie à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
 $F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	314,64	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 554,48$	554,48	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 342,45$	342,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 519,49$	519,49	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 314,64$	314,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 974,56$	974,56	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1500,12$	1500,12	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 733,87$	733,87	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 550,00$	550,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	193,67	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 609,98$	609,98	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 342,45$	342,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 505,88$	505,88	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 314,64$	314,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 974,56 - 314,64$	659,92	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1500,12 - 314,64$	1185,48	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 733,87 - 314,64$	419,24	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 550,00 - 314,64$	235,36	Ame de la poutre - compression

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 968,29 - 314,64$	653, 65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 562,64 - 314,64$	248, 00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 925,89 - 314,64$	611, 25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 508,31 - 314,64$	193, 67	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	41, 69	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 609,98$	609, 98	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 342,45$	342, 45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 505,88$	505, 88	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 314,64$	314, 64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879, 44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 974,56 - 508,31$	466, 25	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1500,12 - 508,31$	991, 80	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 733,87 - 508,31$	225, 56	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 550,00 - 508,31$	41, 69	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1021,32 - 193,67$	827, 64	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 649,26 - 193,67$	455, 59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1498,04 - 508,31$	989, 72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 844,21 - 508,31$	335, 90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 904,29 - 193,67$	710, 62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 464,06 - 193,67$	270, 39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1390,62 - 508,31$	882, 31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 766,12 - 508,31$	257, 81	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0, 00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 609,98$	609, 98	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 342,45$	342, 45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 505,88$	505, 88	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 314,64$	314, 64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879, 44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 974,56 - 550,00$	424, 56	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1500,12 - 550,00$	950, 12	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 733,87 - 550,00$	183, 87	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 550,00 - 550,00$	0, 00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1097,66 - 41,69$	1055, 97	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 762,64 - 41,69$	720, 95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1589,23 - 235,36$	1353, 87	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 949,92 - 235,36$	714, 56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 2065,95 - 550,00$	1515, 95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1078,90 - 550,00$	528, 90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 954,63 - 41,69$	912, 94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 567,19 - 41,69$	525, 50	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1394,19 - 235,36$	1158, 83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 773,44 - 235,36$	538, 08	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1880,52 - 550,00$	1330, 52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1075,50 - 550,00$	525, 50	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 _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	620	314,64	554,48	342,45	519,49	314,64	609,98	879,44
2	520	193,67	609,98	342,45	505,88	314,64	609,98	879,44
3	420	41,69	609,98	342,45	505,88	314,64	609,98	879,44
4	270	-	609,98	342,45	505,88	314,64	609,98	879,44
5	120	-	554,48	342,45	505,88	314,64	609,98	879,44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 313,45 \text{ [kN*m]}$ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,73 < 1,00$ vérifié (0,73)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,97$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

F_{v,Rd} = 252,98 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

F_{t,Rd,max} = 304,99 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,int} = 388,80 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,ext} = 366,37 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	609,98	-5,78	314,64	228,29	222,51	374,12
2	609,98	-5,78	193,67	140,52	134,74	426,12
3	609,98	-5,78	41,69	30,25	24,47	491,46
4	609,98	-5,78	0,00	0,00	-5,78	505,95
5	609,98	-5,78	0,00	0,00	-5,78	505,95

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

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = \eta_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd} = 2303,61 \text{ [kN]}$ Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,06 < 1,00$ vérifié (0,06)

RESISTANCE DES SOUDURES

A_w = 279,22 [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

A_{wy} = 94,95 [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

A_{wz} = 184,27 [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

I_{wy} = 130159,13 [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 44,64 \text{ [MPa]}$ Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 43,27 \text{ [MPa]}$ Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

$\tau_{\parallel} = 7,03 \text{ [MPa]}$ Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $89,28 < 381,18$ vérifié (0,23)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $87,38 < 381,18$ vérifié (0,23)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ $44,64 < 291,60$ vérifié (0,15)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	72	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	8	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	30,63	1416,70
1	620	2	137	74	1	8,92	553,47
2	520	2	152	50	2	8,04	418,07
3	420	2	168	63	2	7,07	297,23
4	270	2	168	75	2	4,57	123,47
5	120	2	168	77	2	2,03	24,46

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$
 $Z_{eq} = 462$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$
 $k_{eq} = 7$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 65,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 462$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 5$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 =$ 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)]

$S_{j,ini} = 133687,40$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,26$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 106376,60$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 48507,34$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 3031,71$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,73



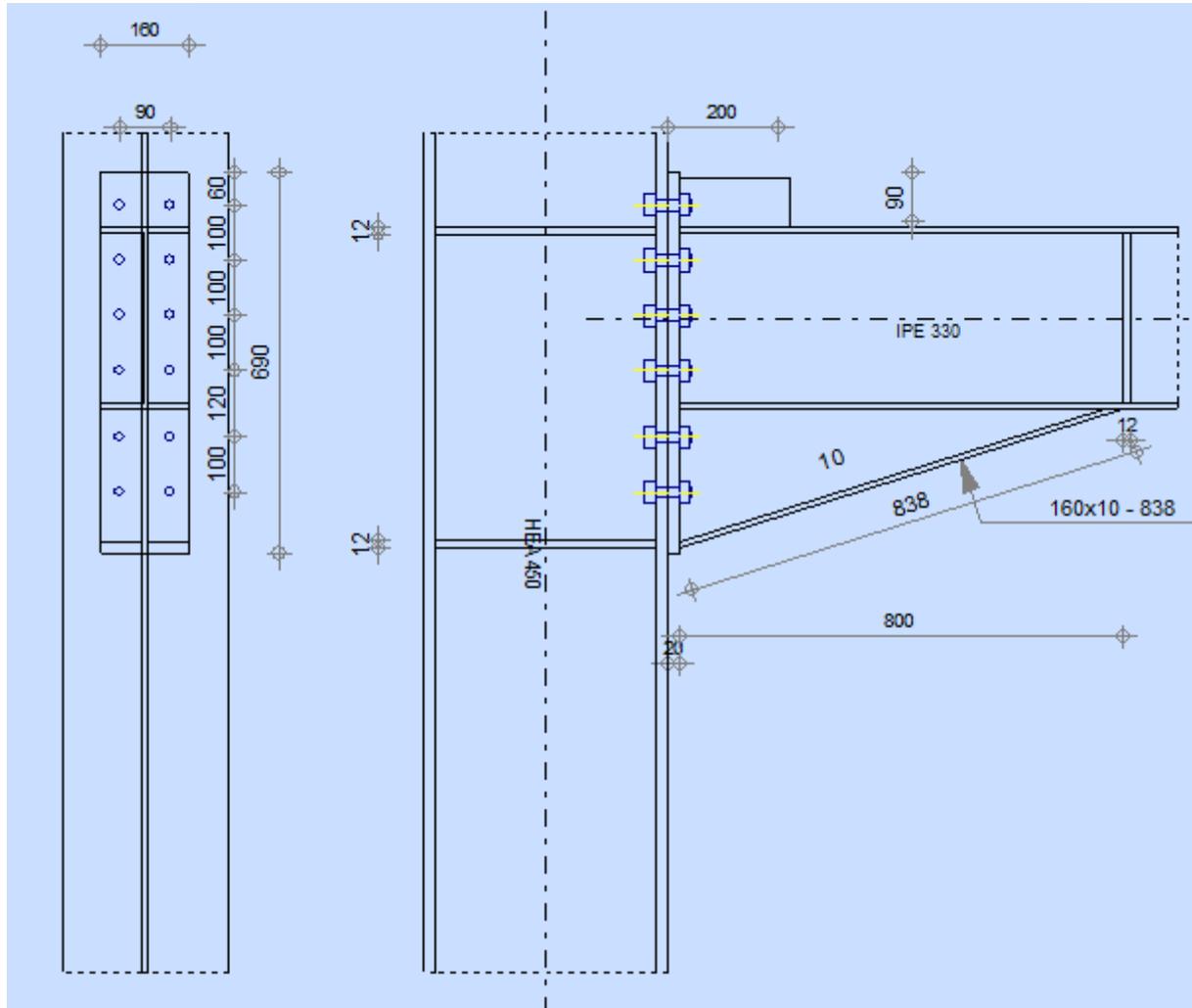
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,40



GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
 Noeud de la structure: 13
 Barres de la structure: 4, 7

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 450
 Barre N°: 4
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 440$ [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
 $t_{fc} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

Profilé: HEA 450
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 178,03$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 330
 Barre N°: 7
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 160$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 11766,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 211,68$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 90$ [mm]
 Entraxe $p_i = 100;100;100;120;100$ [mm]

PLATINE

$h_p = 690$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 160$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 160$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 250$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 800$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 17,4$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR SUPÉRIEUR

$h_u = 90$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $t_{wu} = 20$ [mm] Epaisseur du raidisseur vertical
 $l_u = 200$ [mm] Longueur du raidisseur vertical
 Matériau: ACIER E28

$f_{yu} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 12$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 12$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 10$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 10: $1.35G+1.5Q_{EXP}$ $1*1.35+2*1.50$

$M_{b1,Ed} = 126,97$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 132,09$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -5,22$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = 55,28$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 41,39$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -392,97$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur
 $M_{c2,Ed} = -71,70$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur
 $V_{c2,Ed} = -36,17$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur
 $N_{c2,Ed} = -260,89$ [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 1721,78$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 73,81$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1171,93$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,11 < 1,00$ **vérifié** (0,11)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 804,33$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 221,19$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1583,41$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 435,44$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 435,44$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 569$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 765,25$ [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:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 17,4$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 209$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 30,81$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,86$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 147,05$ [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)]

$A_s = 18,30$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 2570,69$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 271$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,07$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,76$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 5,73$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 2283,22$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 550,00$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 550,00$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = 126,97$ [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)]

$V_{c1,Ed} = 41,39$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = -36,17$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 565$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 186,05$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 65,78$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 65,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 568$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 9,10$ [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 2,97$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 2,97$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 982,51$ [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 INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 319$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 65,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,84$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 36,99$ [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)]
 $A_s = 34,62$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 1802,92$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 344$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,97$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,82$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 3,90$ 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]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 1647,76$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd} = 1647,76$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 320$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 65,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,84$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 36,99$ [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)]
 $A_s = 34,62$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 1804,87$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 344$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,97$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,82$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 3,90$ 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]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 1648,53$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 1648,53$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	18	-	105	-	92	111	141	111	141	147	86	86	86
2	18	-	105	-	100	111	141	111	141	155	90	90	90
3	18	-	105	-	100	111	202	111	202	200	100	100	100
4	18	-	105	-	110	111	202	111	202	220	110	110	110
5	18	-	105	-	110	111	202	111	202	220	110	110	110

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
6	18	-	105	-	100	111	141	111	141	155	90	90	90

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	-	35	-	92	149	149	149	149	166	126	126	126
2	30	-	35	-	100	188	175	175	175	194	144	144	144
3	30	-	35	-	100	188	163	163	163	200	100	100	100
4	30	-	35	-	110	188	163	163	163	220	110	110	110
5	30	-	35	-	110	188	163	163	163	220	110	110	110
6	30	-	35	-	100	188	163	163	163	194	132	132	132

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1100,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 211,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 366,44 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	342,45	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 423,36	423,36	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 342,45	342,45	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 389,04	389,04	Platine d'about - traction
B _{p,Rd} = 732,87	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd/β} = 982,51	982,51	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1647,76	1647,76	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 765,25	765,25	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} = 550,00	550,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	207,55	Résistance d'une rangée de boulon

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(2)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 342,45$	342,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 376,75$	376,75	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 361,76$	361,76	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 982,51 - 342,45$	640,06	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1647,76 - 342,45$	1305,31	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 765,25 - 342,45$	422,81	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 550,00 - 342,45$	207,55	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 423,36$	423,36	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 342,45$	342,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 366,66$	366,66	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 337,21$	337,21	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 982,51 - 550,00$	432,51	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1647,76 - 550,00$	1097,76	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 765,25 - 550,00$	215,25	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 550,00 - 550,00$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 760,93 - 207,55$	553,38	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 562,64 - 207,55$	355,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 760,93 - 207,55$	553,38	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 562,64 - 207,55$	355,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 662,74 - 207,55$	455,19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 502,53 - 207,55$	294,98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 662,74 - 207,55$	455,19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 502,53 - 207,55$	294,98	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 _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	615	342,45	423,36	342,45	389,04	-	423,36	732,87
2	515	207,55	423,36	342,45	376,75	361,76	423,36	732,87
3	415	-	423,36	342,45	366,66	337,21	423,36	732,87
4	315	-	423,36	342,45	366,66	337,21	423,36	732,87
5	195	-	423,36	342,45	366,66	337,21	423,36	732,87
6	95	-	423,36	342,45	366,66	337,21	423,36	732,87

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 317,36 \text{ [kN*m]}$ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,40 < 1,00 **vérifié** (0,40)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,94$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

F_{v,Rd} = 171,00 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

F_{t,Rd,max} = 211,68 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,int} = 324,00 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,ext} = 324,00 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	423,36	-0,87	342,45	137,01	136,14	263,45

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
2	423,36	-0,87	207,55	83,04	82,17	294,59
3	423,36	-0,87	0,00	0,00	-0,87	342,01
4	423,36	-0,87	0,00	0,00	-0,87	342,01
5	423,36	-0,87	0,00	0,00	-0,87	342,01
6	423,36	-0,87	0,00	0,00	-0,87	342,01

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 1926,07 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 197,40 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 77,30 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 120,10 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 89460,20 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 36,65 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 36,65 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 11,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 73,31 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 75,74 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 36,65 < 291,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 14 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 20 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 66 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGÉES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	29,78	1311,08
1	615	2	130	68	1	8,03	493,73
2	515	2	137	39	1	6,87	353,64
3	415	2	152	27	1	5,87	243,45
4	315	2	167	30	2	4,79	150,64
5	195	2	167	30	2	2,96	57,67
6	95	2	137	35	1	1,26	11,95

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 440 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$A_{vc} = 65,78$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta = 1,00$	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z = 440$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 = 6$ [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 =$	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)]
$S_{j,ini} = 125649,50$ [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)]
$S_j = 125649,50$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.		
$S_{j,rig} = 49420,98$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 3088,81$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE		

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,40



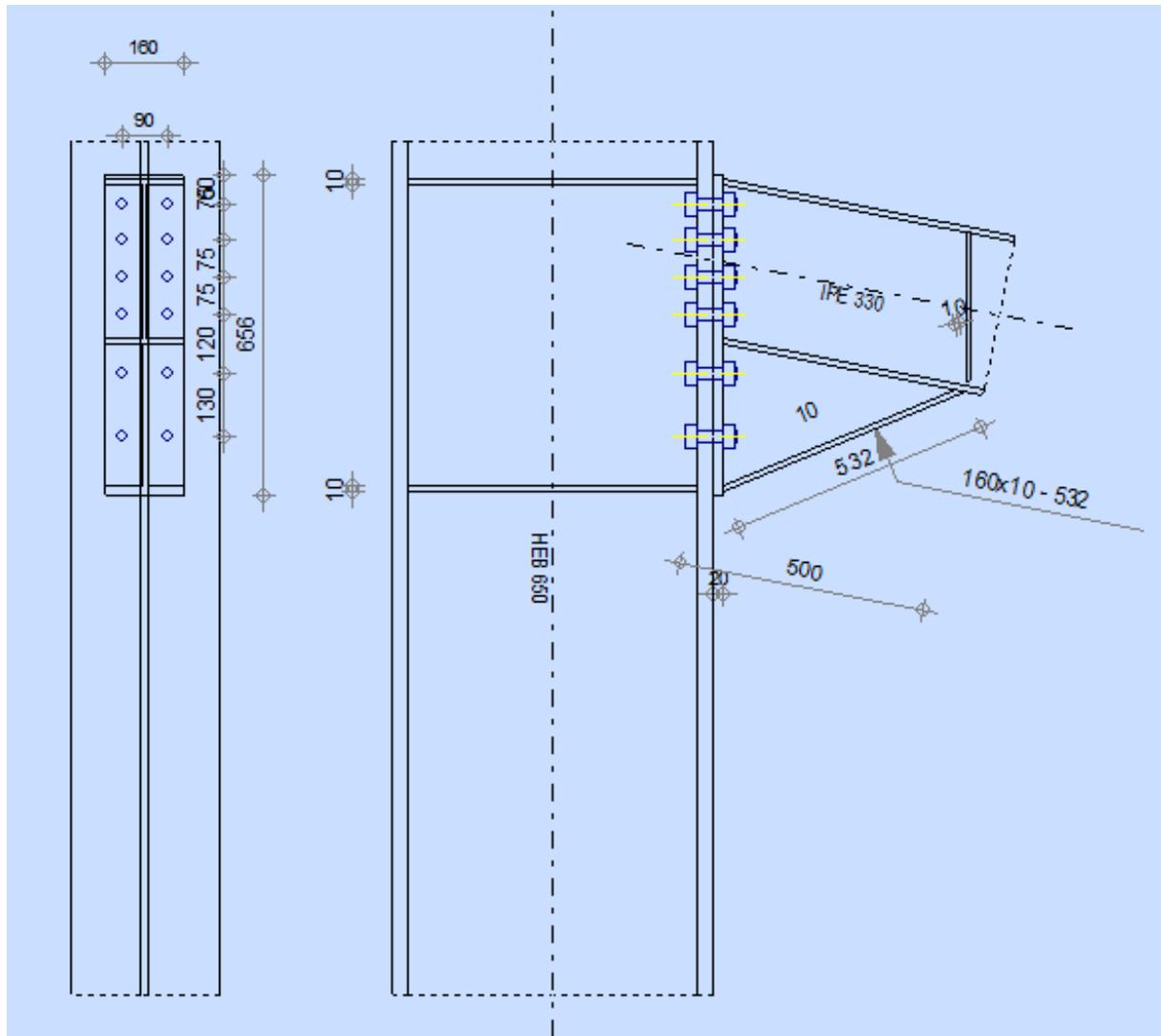
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,64



GENERAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
 Noeud de la structure: 15
 Barres de la structure: 1, 8

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 650
 Barre N°: 1
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 650$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

Profilé: HEB 650
 $t_{wc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 31$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 286,34$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 210616,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 330
 Barre N°: 8
 $\alpha = -11,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 160$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 11766,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 304,99$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 90$ [mm]
 Entraxe $p_i = 75; 75; 75; 120; 130$ [mm]

PLATINE

$h_p = 656$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 160$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 160$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 500$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 22,6$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER E28
 $f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 588$ [mm] Hauteur du raidisseur

$h_{su} =$	588	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	142	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

Inférieur

$h_{sd} =$	588	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	142	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 36: $G+WX+EX (1+7+9) * 1.00$

$M_{b1,Ed} =$	194,58	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	113,32	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-5,43	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	317,15	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	38,84	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-397,66	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	122,57	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-33,41	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-284,34	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

$A_b =$	62,61	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
---------	-------	--------------------	--------------------	--------------------

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} =$	1721,78	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
---------------	---------	------	---	--------------------

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	60,81	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
------------	-------	--------------------	------------------------------------	------------------------

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} =$	965,53	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
---------------	--------	------	--	------------------------

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,12 < 1,00	vérifié	(0,12)
----------------------------------	-------------	---------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	804,33	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
-------------	--------	--------------------	---------------------------------	------------------------

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} =$	221,19	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
-----------------	--------	--------	---	------------------------

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1577,92$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 433,93$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
AILE ET AME EN COMPRESSION		
$M_{cb,Rd} = 433,93$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 625$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 694,35$ [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 INFÉRIEURE DE LA POUTRE		
Pression diamétrale:		
$\beta = 11,0$ [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma = 22,6$ [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} = 194$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} = 30,81$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,88$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 224,93$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 0,88$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 15,25$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{c,wb,Rd1} = 1114,89$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{wb} = 271$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,03$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,78$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 5,73$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{c,wb,Rd2} = 1002,04$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort		
$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$		
$F_{c,wb,Rd3} = 550,00$ [kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:		
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$		
$F_{c,wb,Rd,low} = 550,00$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 194,58$ [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)]
$V_{c1,Ed} = 38,84$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = -33,41$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$Z = 543$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 322,02$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 122,04$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 122,04$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 626$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 19,82$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 2,06$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 2,06$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 1813,77$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,18 < 1,00$ vérifié (0,18)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 16$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 369$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 122,04$ [cm²] 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)]
 $\sigma_{com,Ed} = 54,09$ [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)]
 $A_s = 28,40$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 2203,01$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 534$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,94$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,84$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 6,00$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 1975,76$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd} = 1975,76$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 16$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 370$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 122,04$ [cm²] 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)]
 $\sigma_{com,Ed} = 54,09$ [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)]
 $A_s = 28,40$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 2205,62$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 534$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,94$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,84$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 6,00$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 1976,91$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 1976,91$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	15	-	105	-	75	97	123	97	123	123	64	64	64
2	15	-	105	-	75	97	193	97	193	150	75	75	75
3	15	-	105	-	75	97	193	97	193	150	75	75	75
4	15	-	105	-	98	97	193	97	193	195	98	98	98
5	15	-	105	-	125	97	193	97	193	250	125	125	125
6	15	-	105	-	130	97	123	97	123	178	92	92	92

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	34	-	35	-	75	217	211	211	211	183	158	158	158
2	34	-	35	-	75	217	182	182	182	150	75	75	75
3	34	-	35	-	75	217	182	182	182	150	75	75	75
4	34	-	35	-	98	217	182	182	182	195	98	98	98
5	34	-	35	-	125	217	182	182	182	250	125	125	125
6	34	-	35	-	130	217	182	182	182	238	156	156	156

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1100,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 304,99 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 439,72 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

- F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction
- F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchée à la flexion
- F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	421,36	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 609,98	609,98	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 421,36	421,36	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 474,44	474,44	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 435,21	435,21	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 879,44	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd/β} = 1813,77	1813,77	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1975,76	1975,76	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 694,35	694,35	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} = 550,00	550,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	58,61	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 609,98	609,98	Aile du poteau - traction

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(2)} = 421,36$	421,36	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 451,14$	451,14	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 374,54$	374,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ii,Rd} = 1813,77 - 421,36$	1392,41	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1975,76 - 421,36$	1554,40	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 694,35 - 421,36$	272,99	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 550,00 - 421,36$	128,64	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1208,88 - 421,36$	787,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 599,95 - 421,36$	178,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 742,81 - 421,36$	321,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 479,97 - 421,36$	58,61	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	70,03	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 609,98$	609,98	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 421,36$	421,36	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 451,14$	451,14	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 374,54$	374,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ii,Rd} = 1813,77 - 479,97$	1333,80	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1975,76 - 479,97$	1495,79	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 694,35 - 479,97$	214,38	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 550,00 - 479,97$	70,03	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1219,97 - 58,61$	1161,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 644,01 - 58,61$	585,40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1829,95 - 479,97$	1349,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 897,88 - 479,97$	417,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 478,79 - 58,61$	420,18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 309,38 - 58,61$	250,77	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 982,20 - 479,97$	502,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 634,66 - 479,97$	154,69	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 49,92 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	20,11	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 609,98$	609,98	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 421,36$	421,36	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 451,14$	451,14	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 374,54$	374,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 1813,77 - 529,89$	1283,88	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1975,76 - 529,89$	1445,87	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 694,35 - 529,89$	164,46	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 550,00 - 529,89$	20,11	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1219,97 - 49,92$	1170,05	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 734,96 - 49,92$	685,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1829,95 - 108,53$	1721,43	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1021,34 - 108,53$	912,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 2439,94 - 529,89$	1910,05	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1243,41 - 529,89$	713,52	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 550,61 - 49,92$	500,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 355,78 - 49,92$	305,86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 790,01 - 108,53$	681,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 510,47 - 108,53$	401,94	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1293,42 - 529,89$	763,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 835,75 - 529,89$	305,86	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 609,98$	609,98	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 421,36$	421,36	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 451,14$	451,14	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 374,54$	374,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 879,44$	879,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1813,77 - 550,00$	1263,77	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1975,76 - 550,00$	1425,76	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 694,35 - 550,00$	144,35	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 550,00 - 550,00$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1219,97 - 20,11$	1199,86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 928,97 - 20,11$	908,86	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1829,95 - 70,03$	1759,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1196,06 - 70,03$	1126,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 2439,94 - 128,64$	2311,30	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1431,97 - 128,64$	1303,34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 3049,92 - 550,00$	2499,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1609,19 - 550,00$	1059,19	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 710,21 - 20,11$	690,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 458,91 - 20,11$	438,80	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 949,60 - 70,03$	879,57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 613,59 - 70,03$	543,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1189,00 - 128,64$	1060,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 768,28 - 128,64$	639,65	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1692,41 - 550,00$	1142,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1093,57 - 550,00$	543,57	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 _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	581	421,36	609,98	421,36	474,44	435,21	609,98	879,44
2	506	58,61	609,98	421,36	451,14	374,54	609,98	879,44
3	431	49,92	609,98	421,36	451,14	374,54	609,98	879,44
4	356	20,11	609,98	421,36	451,14	374,54	609,98	879,44
5	236	-	609,98	421,36	451,14	374,54	609,98	879,44
6	106	-	609,98	421,36	451,14	374,54	609,98	879,44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$

$M_{j,Rd} = 303,03 \text{ [kN*m]}$ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,64 < 1,00 **vérifié** (0,64)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,98$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 254,33 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $F_{t,Rd,max} = 304,99$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 276,65$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 321,81$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	609,98	-0,90	421,36	270,56	269,66	348,05
2	609,98	-0,90	58,61	37,63	36,73	486,79
3	609,98	-0,90	49,92	32,05	31,15	490,11
4	609,98	-0,90	20,11	12,91	12,01	501,51
5	609,98	-0,90	0,00	0,00	-0,90	508,67
6	609,98	-0,90	0,00	0,00	-0,90	508,67

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

$V_{j,Rd} = 2843,80$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,04 < 1,00$$

vérifié

$$(0,04)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 150,73$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 82,90$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 67,83$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{wy} = 77657,09$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 59,12$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -53,07$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{\parallel} = 16,71$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
 $\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]
 $\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 118,23 < 381,18 **vérifié** (0,31)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 110,02 < 381,18 **vérifié** (0,29)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ 59,12 < 291,60 **vérifié** (0,20)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 5$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]
 $h_{head} = 17$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $h_{nut} = 24$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $L_b = 82$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $k_{10} = 7$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	25,35	1076,57
1	581	1	472	28	1	5,81	337,58
2	506	1	551	13	1	5,49	277,50
3	431	1	551	13	1	4,67	201,31
4	356	2	710	17	1	4,77	169,56
5	236	2	710	22	1	3,21	75,78
6	106	2	674	27	1	1,40	14,84

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$$

$$[6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j^2}{\sum_j k_{eff,j} h_j}$$

$z_{eq} = 425$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$$k_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j}{z_{eq}}$$

$k_{eq} = 6$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 122,04$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 425$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 11$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 =$ 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)]

$S_{j,ini} = 146168,70$ [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)]

$S_j = 146168,70$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 48507,34$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 3031,71$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \leq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,64



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

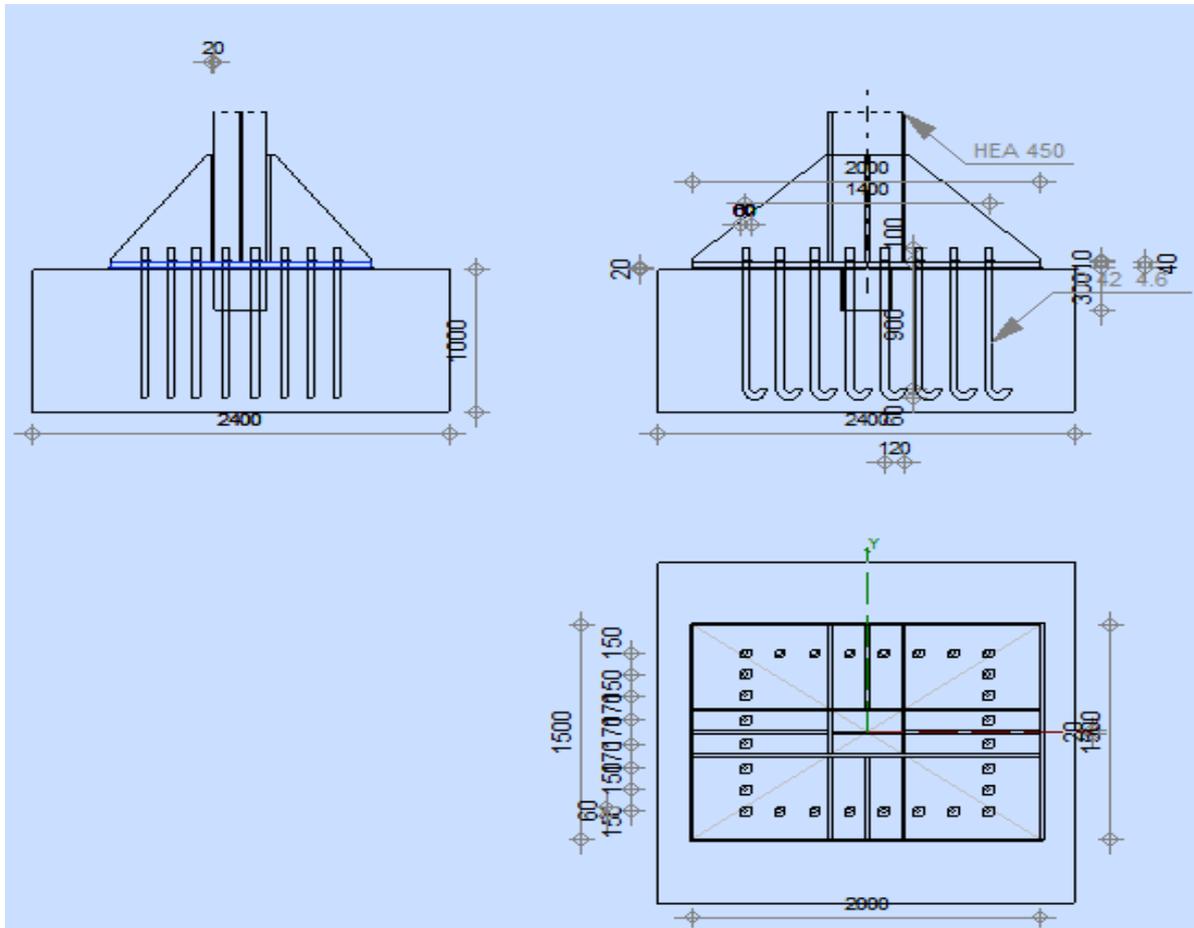


Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio
0,70



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 253
 Barres de la structure: 171

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 450
 Barre N°: 171

$L_c =$	11,22	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	440	[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
$t_{fc} =$	21	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau

$L_c =$	11,22	[m]	Longueur du poteau
$A_c =$	178,03	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	63721,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E28			
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	2000	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	1500	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	40	[mm]	Epaisseur
Matériau: ACIER E28			
$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	240,00	[MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	42	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	11,20	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	13,85	[cm ²] Aire de la section du boulon
$n_H =$	8	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	8	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	200;200;200;200	[mm]
Entraxe $e_{Vi} =$	170;170;150;150	[mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	100	[mm]
$L_2 =$	900	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	0	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé: HEA 300			
$l_w =$	300	[mm]	Longueur
Matériau: ACIER E28			
$f_{yw} =$	275,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR

$l_s =$	2000	[mm]	Longueur
$w_s =$	1500	[mm]	Largeur
$h_s =$	750	[mm]	Hauteur
$t_s =$	20	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	2400	[mm]	Longueur de la semelle
B =	2400	[mm]	Largeur de la semelle
H =	1000	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	Utilisateur		
$f_{ck} =$	352,50	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	20	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDES

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	10	[mm]	Bêche
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 39: 0.8G-EX 1*0.80+9*-1.00

$N_{j,Ed} =$	385,85	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	47,66	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	50,87	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-214,08	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	3,31	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE TENDUE****RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b =$	11,20	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	400,00	[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)]
$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	274,18	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1,20		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	240,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$				
$F_{t,Rd,s2} =$	224,00	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$				
$F_{t,Rd,s} =$	224,00	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} =$	352,50	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$				
$f_{ctd} =$	6,99	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 =$	1,00		Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 =$	0,90		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$				
$f_{bd} =$	14,15	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} =$	900	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi * d * h_{ef} * f_{bd}$				
$F_{t,Rd,p} =$	1679,97	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 430$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 1255,58$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1290$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 645$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 16641,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 14770,50$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\Psi_{A,N} = 0,89$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 500$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\Psi_{s,N} = 0,93$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\Psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 481,1$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de	EN 1992-
$= 5$] béton		1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 900$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 3801,93$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1800$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 900$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 93120,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 57600,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\Psi_{A,N} = 0,62$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 500$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\Psi_{s,N} = 0,87$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\Psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\Psi_{h,N} = 0,68$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} * \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 637,68$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$	
$F_{t,Rd} = 224,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 750$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 750$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 469$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 82,50$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 82,50$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 704,10$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 914,03$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 1792,00$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 704,10$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	1000	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	1000	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	469	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	110,00	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	110,00	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	938,79	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	985,58	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	1792,00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	938,79	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	2816,38	[kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	704,10	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$				
$F_{T,Rd,z} =$	938,79	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		$0,14 < 1,00$	vérifié	(0,14)
$e_y =$	555	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,y} =$	458	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} =$	700	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	435,86	[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)		$0,49 < 1,00$	vérifié	(0,49)
$e_z =$	9	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,z} =$	302	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} =$	555	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	15,85	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		$0,21 < 1,00$	vérifié	(0,21)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,70 < 1,00$	vérifié	(0,70)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,89$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,89$	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]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} =$	1206,16 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2,27$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,99$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} =$	1344,00 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,37$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 13,85$	[cm ²] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 400,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} =$	163,15 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 1,99$	[kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]

$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 61$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 54,32$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]
RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER		
$N_{Rk,c} = 1039,29$ [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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 962,30$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
ECRASEMENT DU BORD DU BETON		
Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$		
$V_{Rk,c,y}^0 = 6849,8$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$= 4$]		
$\psi_{A,V,y} = 0,52$	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]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 1401,30$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$		
$V_{Rk,c,z}^0 = 4675,1$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$= 5$]		
$\psi_{A,V,z} = 0,86$	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)]
$\psi_{s,V,z} = 0,96$	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]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 1783,22$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
GLISSEMENT DE LA SEMELLE		
$C_{f,d} = 0,30$	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)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON		
$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,y} = 28623,00$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,z} = 29610,00$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
CONTROLE DU CISAILLEMENT		
$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 30143,85$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 31130,85$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 57,05$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 118,85$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 297$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 140390,36$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 10,44$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 20,04$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 7,92$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 17,24$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 57,05$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 118,85$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 161$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 221125,18$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 3,12$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 16,23$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 7,92$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 14,07$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 = 28,92$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 75,12$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 273$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 154437,96$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 4,37$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 9,68$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 5,01$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 9,71$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 28,92$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 75,12$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 129$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 240581,98$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 1,06$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 7,95$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 5,01$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 8,74$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)

SOUDESURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 2,14$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 2,14$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,53$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 0,43$ [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)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	21,51	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	21,51	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	7,92	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	45,16	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,12 < 1,00	vérifié	(0,12)	

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	7,92	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)	

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	10,91	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	10,91	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	5,01	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	23,47	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)	

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	10,91	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	10,91	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	5,01	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	23,47	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)	

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	5,39	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	5,39	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	8,03	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	17,60	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	vérifié	(0,05)	

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	5,39	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	5,39	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	10,77	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	21,54	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)	

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	4,58	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	4,58	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	5,60	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	13,34	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)
Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)			
$\sigma_{\perp} =$	4,58 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	4,58 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	7,14 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	15,38 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	vérifié	(0,04)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	73 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	352 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$			
$k_{13,y} =$	126 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	750 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	469 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} =$	0 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	427 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,y} =$	4 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,68	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	74519,75 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	357795,08 [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)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$			
$k_{13,z} =$	403 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	1000 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	469 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} =$	1 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	427 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	4 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,77	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	60713,57 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	53147,57 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$		RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,70

Conclusion Générale :

-Cette étude a été une bonne occasion d'apprendre à utiliser différents logiciels de calculs et de dessins. Ces logiciels deviennent aujourd'hui une nécessité en réduisant le temps d'étude ainsi que le temps de l'exécution avec une possibilité de modification très rapide, meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.

Dans cette étude nous avons trouvé divers cas qui ont enrichi nos connaissances dans le domaine de la structure métallique. Ces cas nous ont obligé à faire des recherches à l'aide d'un travail en groupe avec des personnes expérimentées en université et aussi dans le bureau d'études, qui nous ont permis d'élargir nos connaissances dans le domaine d'étude et de la conception.

Nous avons aussi élargi notre connaissance dans l'application des nouveaux règlements de calculs (Eurocode 3, CTICM..., les DTR : RNVA, RPA...).

Enfin, nous espérons que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique dans l'étude, aidera les futures promotions de Master dans leurs projets de fin d'études.

Bibliographie

- **Eurocode 3**, Calcul des structures en acier, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
- **Eurocode 3**, Calcul des structures en acier et document d'application nationale, Partie 6 : chemins de roulement.
- **CTICM**.
- **Jean MOREL**, Conception et calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3, Editions Eyrolles, Paris, 1994
- **Règlement Neige et Vent Algérien RNVA 99**, Éditions : ISBN : 9961-845-03, Alger.
- **Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003**, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, CGS, Alger, 2003.
- **Claude HZARD**, MEMOTECH, structures métalliques. Editions CASTEILLA, Paris 1997.
- **Logicielles :**
 - Robot v.16
 - Tekla structure V18