

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Construction métallique et mixte

ETUDE D'UN HANGAR DE DIMENSION 288x86m AVEC

ANALYSE DU COMPORTEMENT DES PORTIQUES DE

LONGUE PORTEE

Soutenu par

BENRESKALLAH Nabil

RACHEM Imad

Encadreur : Mme AOUALI Nawel

Co-Encadreur : Mr OUALI Mahfoud

Blida, Septembre 2020



ABSTRACT

Iron, especially steel, will not immediately find its letters of nobility, because the latter has long been used in construction in a marginal way, before the developments and progress of metallurgy, linked to the industrial revolution. Construction then makes intensive use of the products in the foundry catalog.

From there, the metal begins to be used in the construction of large works and large-span industrial buildings, This is among the great advantages of steel constructions namely: reliability and quite remarkable bearing capacity ensured by homogeneous mechanical properties steel.

The development that the world is going through pushes us to innovate and go faster in all sectors and especially in the building sector "to seek to go higher, faster and lighter".

The complexity of civil engineering calculations inevitably calls for digital tool services such as AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2016, to which we owe a gain in time, precision and reliability. Moreover, this study allowed us to come to certain conclusions.

The modelling should be as close as possible to reality, in order to approach the real behavior of the structure and obtain better results. . In metallic structures, the actions of the wind are often the most unfavorable, however, the seismic study is not negligible. The principle of this present work is the study of an industrial hangar consisting of two slopes and containing six overhead cranes with the same lifting capacities and a mixed floor.

Checking the frameworks for instabilities is an essential and necessary step for adequate sizing. Good joint design is essential for the stability of metal structures. The very important role that the bracing arrangements play in the overall behavior of the structure

The study and pre-sizing of the various elements were drawn up according to the various technical regulations for calculation and design.

It is carried out primarily using the robot finite element software which allows to model, analyze and dimension different types of structures. Thus after a pre-dimensioning of the various elements of the structure, a 3D model of the latter is implemented in the software.

We have an hangar with 288m in length and 86m wide and 12.3 high and a six overhead crane with a lifting capacity of 10 ton it's a big project to us so we divided this hangar to a two section (**A1** and **A2**) we had some difficulties concerning the study and the calculations .

- **Purlins:**

We have trailed this work with some new kind of section like **cold formed section** in purlins

Purlins, girts and eave struts are secondary structural members used to support the wall and roof panels. Purlins are used on the roof; girts are used on the walls and eave struts are used at the intersection of the sidewall and the roof.

Secondary members have two other functions: they act as struts that help in resisting part of the longitudinal loads that are applied on the building such as wind and earthquake loads, and they provide lateral bracing to the compression flanges of the main frame members thereby increasing frame capacity.

- **Stability :**

The strength of the pre-engineered building system lies in its ability to incorporate a large number of structural subsystems that use standard components and standard design approaches to satisfy a wide range of custom requirements.

On our project we have **Diagonal X-Bracing**

This is the standard bracing system commonly used in the roof and sidewalls of pre-engineered steel buildings. Members used for the diagonals are galvanized cable strands solid smooth rods, flat bars or angles.

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة حظيرة ذات وجهين للاستخدام الصناعي
لقد وضعنا هذا الحظيرة جغرافيًا في ولاية BLIDA ، وتعتبر الأخيرة منطقة زلزالية عالية.
يتم ضمان قوة المبنى من خلال محامل X تم إجراء التصميم وفقًا للوائح البناء المعمول بها (RPA99version
ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2016 ، 2003 ، CCM97) ، وتم إجراء النمذجة والدراسة الديناميكية بواسطة برنامج
الكلمات الأساسية: القسم A1 و A2 ، رافعة علوية ، قسم بارد

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'un Hangar a deux versant d'usage industriel
Nous avons positionné géographiquement cet hangar dans la wilaya de BLIDA, cette
dernière est considérée comme zone de forte sismicité.
La résistance du bâtiment est assurée par des paliers de contreventement en X. La
conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version
2003, CCM97), La modélisation et l'étude dynamique a été faite par le logiciel ROBOT
STRUCTURAL ANALYSIS 2016

Mots clé : section A1 et A2 , pont roulant, profilé formé a froids

Abstract:

The aim of this work is the study of a Hangar with two sides of industrial use
We have geographically positioned this hangar in the wilaya of BLIDA, the latter is
considered as a zone of high seismicity.
The strength of the building is ensured by X-bracing.
The design was made according to the building regulations in force (RPA99version 2003,
CCM97), The modeling and the dynamic study was done by the software ROBOT
STRUCTURAL ANALYSIS 2016
Key words: section A1 and A2, overhead crane, cold formed section

Dédicaces

C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, Je le dédie à :

- *A tous les membres de ma famille.*
- *A tous mes collègues de travail.*
- *Mes chers amis et tous ceux qui m'ont aidés.*
- *Mon binôme qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*
 - *A Tous mes enseignants.*
 - *A toute la promotion de génie civil 2020 et plus particulièrement la promotion de la construction métallique chacun par son nom, avec qui nous avons partagé nos meilleurs moments.*
 - *Enfin, à tous ceux qui m'aiment.*
 - *A vous.....*

BENRESKALLAH NABIL

Dédicaces

*Je tiens vivement, à dédier ce modeste
travail :*

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

*A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans
les moments les plus difficiles*

Et ceux à qui je dois tant

*A mes parents pour
leurs amour et leur soutien continu*

A mes frères,

*A toute la promotion de génie civil 2020 et plus
particulièrement la
promotion de la construction métallique chacun par son nom,
avec qui
nous avons partagé nos meilleurs moments.*

• Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

• A vous.....

Merci

RACHEM IMAD

Remercîments

Tout d'abord Nous remercions le seigneur dieu pour nous
avoir donné la force et la patience
nécessaires pour achever ce travail.

Nous remercions aussi tous ceux qui ont participé à la
réalisation de ce modeste travail, en
particulier :

Nos familles, qui nous ont toujours encouragés et
soutenus.

Aux membres du jury, pour avoir accepté d'examiner ce
travail.

Nous voudrions également témoigner notre reconnaissance à
notre promotrice **Mme Bouali** et notre co-promoteur **Mr
Ouadi** et à tous nos enseignants de la faculté des
sciences et technologies particulièrement ceux du
département de **GENIE CIVIL**.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 :Les pressions dynamiques pointes	8
Tableau 2.2 Les coefficients de pression Cpe correspondant à chaque zone de parois	10
Tableau 2.3 : Coefficient de pression extérieur pour toiture à deux versant	11
Tableau 2.4 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec Cpi = 0.14	12
Tableau 2.5 Valeurs des pressions correspondant a chaque zone de la toiture Cpi = 0.14	12
Tableau 2.6 : Les coefficients de pression Cpe correspondant à chaque zone de parois	13
Tableau 2.7 les valeurs de Cpe de toiture ,cas de vent dans le sens V2	15
Tableau 2.8 Valeurs de la pression de paroi verticale avec Cpi = -0.3	15
Tableau 2.9 Valeurs des pressions de la toiture Cpi = -0.3	15
Tableau 2.10 coefficient de forme – toiture à deux versants.....	17
Tableau 3.1 Caractéristiques de 250Z25.....	24
Tableau 3.2 Caractéristiques de 200Z25.....	31
Tableau 5.1 Les caractéristiques des ponts roulants	56
Tableau 5.2 charges et vitesses de pont roulant.	56
Tableau 5.3 coefficients et classement des ponts roulants	57
Tableau 5.4 Coefficient de majoration dynamique	57
Tableau 5.5 caractéristiques du rail A65	58
Tableau 5.6 Les charges du pont roulant	58
Tableau 5.7 Caractéristiques de profilé HEB550.....	60
Tableau 6.1 Les caractéristiques de profilé HEA100	75
Tableau 7.1 Les critères de qualité.....	79
Tableau 7.2 Le pourcentage de participation de la masse.....	81
Tableau 7.3 Combinaison de calcul	83
Tableau 7.4 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	83
Tableau 7.5 Déplacement max en situation durable.....	84
Tableau 7.6 Le déplacement suivant les deux axes.....	84
Tableau 8.1 les efforts du poteau le plus sollicité	85
Tableau 8.2 Capture des résultats obtenu avec ROBOT	88
Tableau 8.3 les efforts de la traverse la plus sollicitée	89
Tableau 10.1 Sollicitations à la base des poteaux.....	138
Tableau 10.2 Vérification des contraintes dans le sol	141
Tableau 10.3 Les armatures des semelles	144
Tableau 10.4 Tableau des résultats	147

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 Les deux section A1 et A2	2
Figure 2-2 Hangar A1	3
Figure 2-3 Hangar A2	3
Figure 2-4 Plancher mixte à dalle collaborant.....	4
Figure 2-1 :Présentation les directions de vent.....	6
Figure 2-2 :Légende pour les parois verticale	9
Figure 2-3 Légende pour les parois verticales	10
Figure 2-4 Légende pour les toitures à deux versants	11
Figure 2-5 Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante	12
Figure 2-6 Pour les parois verticales	13
Figure 2-7 Légende pour les parois verticales	14
Figure 2-8 La répartition des zones de pression sur la toiture sens V2	14
Figure 3-1 Caractéristiques du profilé	18
Figure 3-2 Charge admissible uniformément distribuée Kg/m ²	18
Figure 3-3 Dispositions des pannes sur la toiture avec l'entraxe e.	20
Figure 3-4 Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.....	21
Figure 3-5 Profilé formé à froid 250Z25	24
Figure 3-6 schémas statiques de la panne avec lierne.	28
Figure 3-7 représentation des efforts de traction dans les liernes.	28
Figure 3-8 Profilé formé à froid 200Z25	32
Figure 3-9 schémas statiques de la panne avec lierne.	33
Figure 3-10 représentation des efforts de traction dans les liernes.	34
Figure 4-1 Bac d'acier type Hi Bond 55.....	37
Figure 4-2 Schéma statique	37
Figure 4-3 largeur effective de la dalle	40
Figure 4-4 Les dimensions de l'escalier du plancher	49
Figure 4-5 les composantes d'escalier en construction métallique.	49
Figure 4-6 Les dimensions de palier de repos.	52
Figure 5-1 Le positionnement des ponts roulants	56
Figure 5-2 présentation de pont roulant	56
Figure 5-3 Les réactions du pont roulant	58
Figure 5-4 Les charges appliquée sur la poutre de roulement	59
Figure 5-5 P.D.R avec renforcement	60
Figure 5-6 Les forces R_v et HT dans l'axe des semelles	62
Figure 5-7 Schéma de galet	65
Figure 5-8 Les contrainte de traction et compression	67
Figure 6-1 Le nombre des contreventements horizontaux	70
Figure 6-2 Schéma des efforts	72
Figure 6-3 Schéma des efforts du au contreventement verticaux	73
Figure 6-4 Schéma des efforts internes.....	74
Figure 6-5 Schéma statique	75
Figure 7-1 Mode 1 : translation suivant x-x, période T=1.08s	81
Figure 7-2 Mode 2 : translation suivant y-y, période T=0.88s	82
Figure 7-3 Mode 3 : rotations autour de z-z, période T=0.78s.....	82
Figure 10-1 Dimension de la semelle	139
Figure 10-2 Représentation du ferrailage de la semelle	144
Figure 10-3 Schéma de ferrailage des longrines.	145
Figure 10-4 Sollicitations dans le fut.....	146
Figure 10-5 Schéma de ferrailage des futs	147

LISTE DES NOTATIONS

A : Section brute d'une pièce ;
A_{net} : Section nette d'une pièce ;
A_w : Section de l'âme ;
A_s : Section d'armature de béton ;
A_v : Aire de cisaillement ;
C_t : Coefficient de topographie ;
C_r : Coefficient de rugosité ;
C_{p,net} : Coefficient de pression nette ;
C_e : Coefficient d'exposition ;
C_a : Coefficient dynamique ;
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
F : Force en générale ;
G : Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G : Charge permanente ;
G_c : L'effort appliqué sur le connecteur ;
I : Moment d'inertie ;
K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre ;
K₀ : Coefficient de flambement ;
K : Facteur de déformée modale ;
K_t : Facteur de terrain ;
L : Longueur ;
M_{sd} : Moment sollicitant en générale ;
M : Moment fléchissant ;
M_{rd} : Moment résistant ;
M_{pl} : Moment plastique ;
M_{cr} : Moment critique ;
M_{b,rd} : Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
N_{pl,rd} : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
N_{b,rd} : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N_{sd} : Effort normal sollicitant ;
N_{t,sd} : Effort normal de traction ;
N_{c,sd} : Effort normal de compression ;
N_{pl} : Effort normal plastique ;
N_{c,rd} : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;
Q : Charge d'exploitation ;
R : Coefficient de comportement de la structure ;
S : Surface ;
S : Charge de la neige ;
S_k : Charge de la neige sur le sol ;
V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;
V_{pl,rd} : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
V_{ref} : Vitesse de référence du vent ;
W : Pression aérodynamique ;
W_{pl} : Module de résistance plastique ;
W_{el} : Module de résistance élastique ;
d : Diamètre d'une section circulaire ;
f : Flèche ;

f_y : Limite d'élasticité ;
 f_u : Résistance à la traction ;
 H : Hauteur d'une pièce ;
 l : Longueur d'une pièce ;
 l_f : Longueur de flambement ;
 r : Rayon d'une section circulaire ;
 t : Épaisseur d'une pièce ;
 t_f : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;
 t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;
 i : Rayon de giration d'une section
 z : Hauteur au-dessus du sol ;
 z_0 : Paramètre de rugosité ;
 z_{eq} : Hauteur équivalente ;
 z_{min} : Hauteur minimale ;
 e : L'excentricité de l'effort normal ;
 ϕ : Diamètre d'une armature transversale ;
 n : Nombre de connecteur réparti sur une longueur critique ;
 P : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement ;
 χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;
 β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge
D'exploitation ;
 β_w : Facteur de corrélation ;
 β_M : Facteur de moment uniforme équivalent ;
 β_j : Coefficient relatif à la liaison ;
 γ_M : Coefficient de sécurité ;
 λ : Élançement ;
 λ_{LT} : Élançement de déversement ;
 α : Facteur d'imperfection ;
 η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
 σ_a : Contrainte de l'acier ;
 σ_b : Contrainte du béton ;
 σ : Contrainte normale
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement ;
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;
 η : Facteur de correction d'amortissement ;
 μ : Coefficient de forme de la charge de neige ;
 ψ : Coefficients de majoration dynamique ;
 R : Charge statique (Vertical) ;
 R_1 : Charge dynamique (Vertical) ;
 H_L : Charge horizontal longitudinale ;
 H_T : Charge horizontal transversale ;
 M_f : Moment fléchissant ;
 M_H et M_v : Moment pondéré ;
 H_{T1} : Charge horizontal transversale appliquée sur la semelle de la poutre de roulement

Table des matières

<i>Chapitre 1</i>	<i>PRESENTATION DE L'OUVRAGE</i>	<i>1</i>
1.1	Introduction	2
1.2	Situation du projet	2
1.3	Caractéristiques	2
1.3.1	Géométries de l'ouvrage	2
1.4	Données concernant le site	3
1.5	Ossature et stabilité de la structure	3
1.5.1	Plancher	3
1.5.2	Toiture	4
1.6	Pont roulant	4
1.7	Règlements utilisés	5
1.7.1	Règlements de calculs	5
1.7.2	Logiciels utilisés	5
<i>Chapitre 2</i>	<i>ETUDE CLIMATIQUE</i>	<i>6</i>
2.1	Introduction	6
2.2	Action du vent	6
2.3	Coefficients de calcul	7
2.3.1	Effet de la région	7
2.3.2	Effet de site	7
2.3.3	Coefficient de topographie	7
	Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (chapitre II RNVA2013)	7
2.4	Calcul pression dynamique	7
2.4.1	Détermination du coefficient de la rugosité C_r :	7
2.4.2	Intensité de turbulence	8
2.5	Vent perpendiculaire au long pan: V_1	9
2.5.1	Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	9
2.5.2	Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}	11
2.6	Vent perpendiculaire au pignon V_2	13
2.6.1	Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	13
2.6.2	Parois verticale	13
2.6.3	Toiture	14
2.6.4	Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}	15
2.7	ACTION D'ENSEMBLE	16
2.7.1	Détermination de la force de frottement	16
2.8	ETUDE A LA NEIGE	16
2.8.1	But	16

2.8.2	Domaine d'application	16
2.8.3	La charge de la neige sur le sol (Sk)	17
2.8.4	Coefficient de forme de la toiture	17
2.8.5	Calcul des charges de la neige sur la toiture	17
<i>Chapitre 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....</i>		<i>6</i>
3.1	Introduction	18
3.2	Calcul des pannes	19
3.2.1	Détermination des sollicitations.....	20
3.2.2	Pré-dimensionnement	22
3.2.3	Dimensionnement des pannes.....	23
3.2.4	vérification de la résistance des pannes	24
3.3	Calcul des liernes	27
3.3.1	Effort de traction	28
3.4	Calcul des lisses de bardages.....	29
3.4.1	Détermination des sollicitations.....	29
3.4.2	Pré-dimensionnement	30
3.4.3	vérification de la résistance des lisses de bardages	31
3.5	Calcul des liernes	33
3.5.1	Effort de traction	34
<i>Chapitre 4 ETUDE DU PLANCHER MIXTE.....</i>		<i>36</i>
4.1	Introduction	36
4.2	Hypothèses de calcul	36
4.3	Pré-dimensionnement.....	36
4.3.1	Pré dimensionnement solives	36
4.3.2	Phase de construction	37
4.3.3	Phase finale (calcul mixte).....	39
4.3.4	Pré dimensionnement poutre principale.....	43
4.3.5	Phase finale (calcul mixte).....	45
4.4	ETUDE DES ESCALIERS	48
4.4.1	Introduction	48
4.4.2	Définition	48
4.4.3	Choix des dimensions.....	48
4.4.4	Calcul des marches	49
4.4.5	Calcul de limon	50
4.4.6	Calcul de palier de repos	52
<i>Chapitre 5 ETUDE DU PONT ROULANT.....</i>		<i>34</i>

5.1	Généralités.....	55
5.2	Hypothèses de calcul.....	57
5.3	Calcul de la poutre de roulement.....	58
5.3.1	Pré dimensionnement de la poutre de roulement.....	59
5.3.2	Les caractéristiques de la section globale.....	61
5.4	Les vérifications.....	61
5.4.1	Les contraintes.....	61
5.4.2	Contraintes de cisaillement (cisaillement dans l'âme).....	62
5.4.3	Pondération et sécurité du chemin de roulement.....	63
5.4.4	Vérification aux état limites ultime de la poutre de roulement.....	63
5.4.5	Vérification aux sollicitations locales.....	65
5.4.6	Vérification sous contraintes cumulées.....	67
5.5	Conclusion.....	69
<i>Chapitre 6 ETUDES DES CONTREVENTEMENTS</i>		56
6.1	Introduction.....	70
6.2	Contreventements de toiture (poutre au vent) :.....	70
6.2.1	Introduction.....	70
6.2.2	Evaluation des efforts horizontaux.....	70
6.2.3	Effort de traction dans les diagonales.....	71
6.2.4	Calcul des efforts dans les diagonales.....	71
6.2.5	Vérification des montants (pannes).....	72
6.3	Contreventements verticaux.....	73
6.3.1	Calcul de stabilité :.....	73
6.3.2	Calcul l'effort interne :.....	74
6.1	Calcul de la poutre sablière :.....	75
6.1.1	Pré dimensionnement de la poutre sablière :.....	75
6.1.2	Vérification aux instabilités :.....	75
6.2	Conclusion :.....	76
<i>Chapitre 7 ETUDE SISMQUE</i>		70
7.1	INTRODUCTION.....	77
7.2	Concept et principe de la méthode des éléments finis.....	77
7.3	Analyse de la structure.....	77
7.3.1	Type d'analyse.....	77
7.4	Méthode de calcul.....	78
7.4.1	La méthode statique équivalente.....	78
7.4.2	La méthode d'analyse modale spectrale.....	80

7.5	Les combinaisons de calcul	82
7.5.1	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	83
7.5.2	Vérification des déplacements	83
<i>Chapitre 8</i>	<i>VERIFICATION DES ELEMENTS.....</i>	<i>77</i>
8.1	Introduction	85
8.2	Vérification des éléments	85
8.2.1	Vérification des poteaux	85
8.2.2	Vérification de la traverse.....	89
8.2.3	Vérification à la résistance.....	89
8.2.4	Vérification de l'effort tranchant	89
8.2.5	Vérification à l'effort normal.....	89
8.2.6	Vérification à la stabilité.....	90
<i>Chapitre 9</i>	<i>ETUDE DES ASSEMBLAGES.....</i>	<i>85</i>
9.1	Introduction :	93
9.2	Calcul des assemblages avec logiciel Robot Structural Analysis :.....	93
9.2.1	Assemblage Traverse-Poteau.....	93
9.3	Général	93
9.4	Géométrie	93
9.4.1	Poteau	93
9.4.2	Poutre	94
9.4.3	Boulons	94
9.4.4	Platine.....	94
9.4.5	Jarret inférieur	94
9.4.6	Raidisseur poteau	94
9.4.7	Soudures d'angle.....	95
9.4.8	Coefficients de matériau.....	95
9.5	Efforts	95
9.6	Résultats	95
9.6.1	Résistances de la poutre.....	95
9.6.2	Résistances du poteau.....	96
9.6.3	Paramètres géométriques de l'assemblage	96
9.6.4	Résistance de l'assemblage à la traction.....	97
9.6.5	Résistance de l'assemblage à la flexion.....	97
9.6.6	Résistance de l'assemblage au cisaillement.....	102
9.6.7	Résistance des soudures.....	102
9.6.8	Rigidité de l'assemblage	102

9.6.9	103
9.7	Général	104
9.8	Géométrie.....	104
9.8.1	Gauche.....	104
9.8.2	Poutre	104
9.8.3	Droite	104
9.8.4	Poutre	104
9.8.5	Boulons	105
9.8.6	Platine.....	105
9.8.7	Jarret inférieur	105
9.8.8	Soudures d'angle.....	105
9.8.9	Coefficients de matériau	105
9.9	Efforts	105
9.10	Résultats	106
9.10.1	Résistances de la poutre.....	106
9.10.2	Paramètres géométriques de l'assemblage	106
9.10.3	Résistance de l'assemblage à la traction.....	106
9.10.4	Résistance de l'assemblage à la flexion.....	107
9.10.5	Résistance de l'assemblage au cisaillement.....	110
9.10.6	Résistance des soudures.....	110
9.10.7	Rigidité de l'assemblage	110
9.11	Général	112
9.12	Géométrie.....	112
9.12.1	Poteau	112
9.12.2	Poutre	112
9.12.3	Boulons	113
9.12.4	Platine.....	113
9.12.5	Jarret inférieur	113
9.12.6	Raidisseur poteau	113
9.12.7	Soudures d'angle.....	113
9.12.8	Coefficients de matériau	114
9.13	Efforts	114
9.14	Résultats	114
9.14.1	Résistances de la poutre.....	114
9.14.2	Résistances du poteau.....	115
9.14.3	Paramètres géométriques de l'assemblage	116

9.14.4	Résistance de l'assemblage à la compression.....	117
9.14.5	Résistance de l'assemblage à la flexion.....	117
9.14.6	Résistance de l'assemblage au cisaillement.....	120
9.14.7	Résistance des soudures.....	121
9.14.8	Rigidité de l'assemblage	121
GENERAL	123
GEOMETRIE	123
BARRES	123
BOULONS	123
SOUDURES	124
GOUSSET	124
COEFFICIENTS DE MATERIAU	124
EFFORTS	124
RESULTATS	124
BARRE 4	124
ATTACHE GOUSSET	125
REMARQUES	126
9.15	Général.....	127
9.16	Géométrie.....	127
9.16.1	Poteau.....	127
9.16.2	Platine de prescellement.....	127
9.16.3	Ancrage.....	128
9.16.4	Bêche.....	128
9.16.5	Raidisseur.....	128
9.16.6	Coefficients de matériau.....	128
9.16.7	Semelle isolée.....	128
9.16.8	Soudures.....	129
9.17	Efforts.....	129
9.18	Résultats.....	129
9.18.1	Zone comprimée.....	129
9.18.2	Zone tendue.....	130
9.18.3	Contrôle de la résistance de l'assemblage.....	132
9.18.4	Cisaillement.....	132
9.18.5	Contrôle des raidisseurs.....	134
9.18.6	Soudures entre le poteau et la plaque d'assise.....	134
9.18.7	Soudures verticales des raidisseurs.....	134

9.18.8	Soudures horizontales des raidisseurs	135
9.18.9	Rigidité de l'assemblage	135
9.18.10	Composant le plus faible:	136
9.19	Remarques	136
<i>Chapitre 10 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</i>		<i>93</i>
10.1	Introduction	137
10.2	Les types des fondations.....	137
10.3	Fonctions assurées par les fondations	137
10.4	Choix des fondations	137
10.5	Calcul des fondations sous les poteaux.....	138
10.5.1	Détermination des sollicitations.....	138
10.6	Pré dimensionnement de la semelle poteau	138
10.6.1	Critère de non poinçonnement	139
10.6.2	Dimensionnement de la semelle	139
10.7	Vérification des contraintes	140
10.8	Vérification de la stabilité au renversement.....	141
10.9	Détermination des armatures de la semelle.....	142
10.9.1	Situation accidentelle.....	142
10.9.2	Situation durable.....	143
10.9.3	Condition de non fragilité.....	143
10.9.4	Dispositions constructives	143
10.10	Calcul des longrines	144
10.10.1	Introduction	144
10.10.2	Pré dimensionnement	144
10.11	Ferraillage des futs	145
10.12	Conclusion.....	147

INTRODUCTION GENERALE

Le fer, particulièrement l'acier ne trouvera pas immédiatement ses lettres de noblesse, car ce dernier est longtemps utilisé dans la construction de manière marginale, avant les développements et progrès de la métallurgie, liés à la révolution industrielle. La construction fait alors un usage intensif des produits présents dans le catalogue des fonderies.

De là, le métal commence à être utilisé dans la construction des grands ouvrages et les bâtiments industriels de grande portée, Cela est parmi les grands avantages des constructions en acier à savoir la fiabilité et la capacité portante assez remarquable assurée par les propriétés mécaniques homogènes de l'acier.

Le développement que le monde est en train de vivre, nous pousse à innover et aller plus vite dans tous les secteurs et surtout dans le domaine du bâtiment « chercher à aller plus haut, plus rapidement et plus léger ».

Le principe de ce présent travail est l'étude d'un hangar à usage d'entretien et de réparation constitué de deux versants et contient six ponts roulants de mêmes capacités de levage et un plancher mixte

L'étude et le pré-dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements techniques de calcul et de conception.

Elle est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis Robot qui permet à la fois de modéliser, d'analyser et de dimensionner différents types de structures. Ainsi après un pré dimensionnement des différents éléments de la structure, un modèle 3D de celle-ci est implémenté dans le logiciel.

Chapitre 1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un hangar de forme rectangulaire à deux versants avec pont roulant et un plancher mixte acier-béton destiné pour un atelier de fabrication des éléments de constructions métalliques.

1.2 Situation du projet

Le projet sera implanté à wilaya de Blida qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de forte sismicité (III).

1.3 Caractéristiques

1.3.1 Géométries de l'ouvrage

- Longueur de l'ouvrage (long pan) : **288m**. Le long pan est constitué de **36** travées de **8m**.
- Largeur de l'ouvrage (pignon) : **86m**.
- Hauteur totale de l'ouvrage : **12.3m**
- On a 3 types des poteaux : **8m ; 10.10m ; 12m**
- Pente de versant : **10%**.
- Ouvertures :
 - 64 fenêtres (1.5 × 1.8)
 - 8 portes (6 × 6)

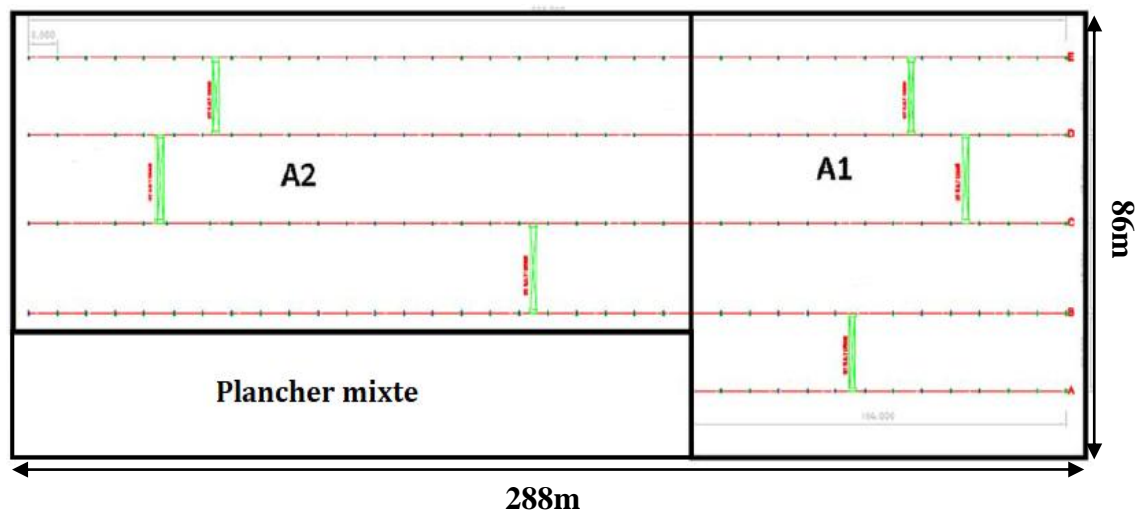


Figure 2-1 Les deux section A1 et A2

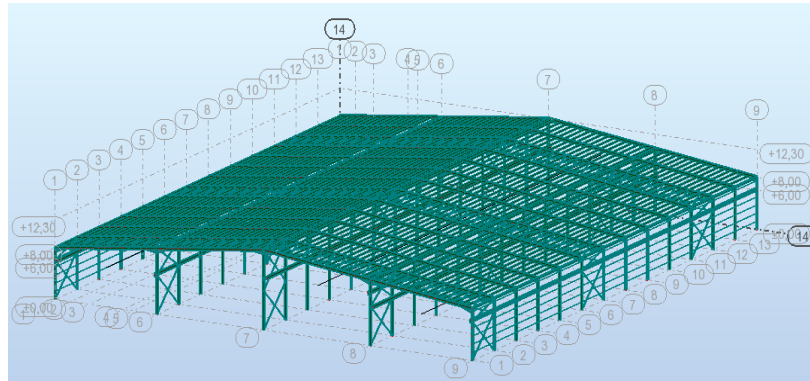


Figure 2-2 Hangar A1

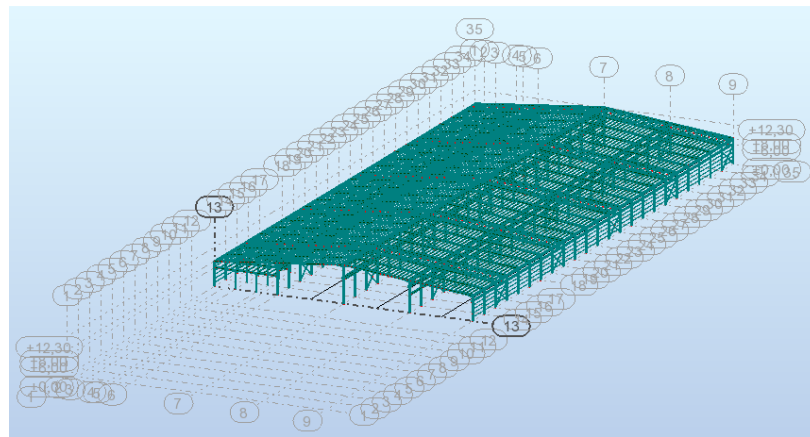


Figure 2-3 Hangar A2

1.4 Données concernant le site

Lieu de réalisation : wilaya de Blida

- Zone de neige : B.
- Région du vent : I.
- Site : plat.
- Catégorie de terrain : II.
- Altitude géographique : 250m.

1.5 Ossature et stabilité de la structure

La structure est constituée de 8 contreventement chaque quatre travées. Ces contreventement assurent la stabilité transversale de l'ossature

1.5.1 Plancher

La structure comporte un plancher mixte constitués de :

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

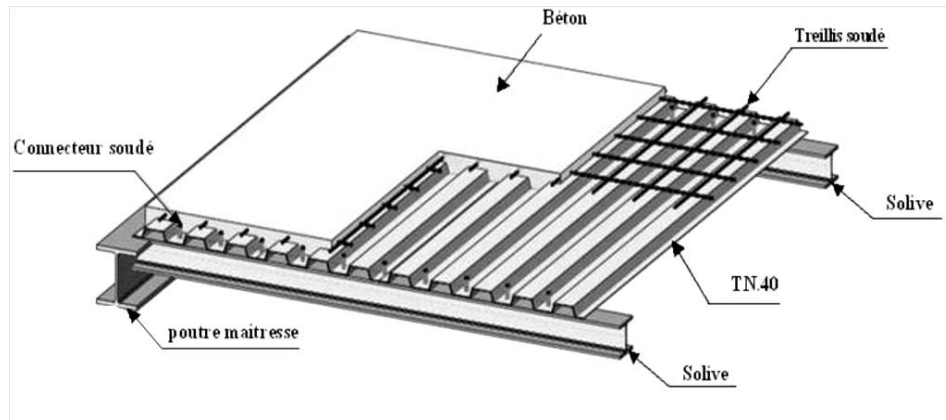


Figure 2-4 Plancher mixte à dalle collaborant.

1.5.2 Toiture

La toiture est charpente métallique à multiples versants. Elle est constituée en TN40 reposant sur des pannes en profilé formé à froids, et des poutres au vent.

Matériaux utilisés

➤ Acier

Pour la réalisation de notre projet ; On a utilisé l'acier S275 de caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité : $f_y = 275 N/mm^2$
- Module de Young: $E = 210000 N/mm^2$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = E/2(1+\nu) = 81.103 N/mm^2$.
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.106/C^\circ$.
- Masse volumique : $7850 kg/m^3$

➤ Béton

- Pour les planchers. On utilise un béton c20/25 dont les caractéristiques suivantes :
- Résistance à la compression : $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$.
- Résistance à la traction : $F_{t28} = (0,6 + 0,06 F_{c28}) = 1,8 \text{ MPA}$.
- La masse volumique : $2500 kg/m^3$

1.6 Pont roulant

Dans notre cas la poutre de roulement supporte deux ponts roulants de 10t donc on a :

- 3 ponts de 10t de 22m de portée,
- 3 ponts de 10t de 21m de portée,
- L'empâtement $e = 3.8m$
- Vitesse de translation maximale $70m/min$
- Vitesse de direction max $30m/min$
- Vitesse de levage max $6m/min$

1.7 Règlements utilisés

1.7.1 Règlements de calculs

- Règlement parasismique Algérienne (RPA version 2003).
- Règles de conception et calcul des structures en acier (CCM97).
- Règles de neige et vent RNV-D.T. R C2-47(version 2013).
- Charge permanentes et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-22).
- Euro code 3.
- Euro code 4 : Pour l'étude et la vérification des planchers mixtes.
- Règles BAEL91 (version 99).

1.7.2 Logiciels utilisés

- Robot Structural Analyses

Chapitre 2 ETUDE CLIMATIQUE

2.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

2.2 Action du vent

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

- au long pan V1
- au pignon V2

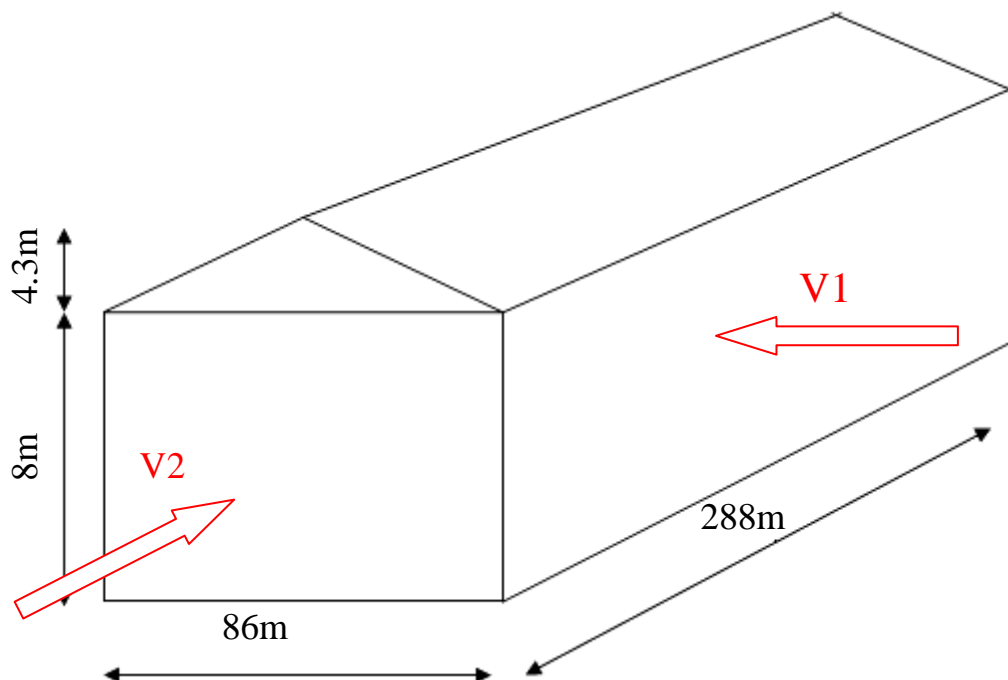


Figure 2-1 :Présentation les directions de vent.

2.3 Coefficients de calcul

2.3.1 Effet de la région

Notre structure est située dans la **zone I**, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du **RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul)** par $q_{réf} = 375 N/m^2$

2.3.2 Effet de site

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données de tableau 2-4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) la catégories de terrain est **II**

D'où :

Le facteur de terrain $K_T = 0,19$

Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0,05 m$

La hauteur minimale $Z_{min} = 2 m$.

(Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013).

$\varepsilon = 0,52$: coefficient utilisé pour le calcul de Cd

2.3.3 Coefficient de topographie

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées .etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (chapitre II RNVA2013).

2.4 Calcul pression dynamique

$$q_p = q_{réf} \times C_{ex} \dots\dots\dots\text{Chapitre II § 2. 3 p50 RNVA2013}$$

Tel que : $q_{réf} = 375 N/m^2$

C_{ex} : coefficient d'exposition au vent.

$$- C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times (1 + 7. I_v)$$

2.4.1 Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). Chapitre

II § 2. 4.5 RNV2013 P53.

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r = K_T \times L_n \left(\frac{z}{z_0} \right) & \text{Si } Z_{min} < Z < 200m \\ C_r = K_T \times L_n \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) & \text{Si } Z < Z_{min} \end{array} \right.$$

Avec :

- K_T : Facteur de terrain.
- z_0 : Paramètre de rugosité.

- Z_{min} : Hauteur minimale.
- Z : Hauteur considérée

Tel que :

$$K_T = 0,19 \quad Z_0 = 0,05 \text{ m} \quad Z_{min} = 2 \text{ m.}$$

Dans la paroi verticale:

$$C_r = K_T \times L_n \left(\frac{z}{z_0} \right) \Rightarrow Z_{min} < 8m$$

$$C_r = 0.19 \times L_n \left(\frac{8}{0.05} \right) = 0.96$$

Dans la toiture:

$$C_r = K_T \times L_n \left(\frac{z}{z_0} \right) \Rightarrow Z_{min} < 12.3m$$

$$C_r = 0.19 \times L_n \left(\frac{12.3}{0.05} \right) = 1.046$$

2.4.2 Intensité de turbulence

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} I_v = \frac{1}{C_t \times L_n \left(\frac{z}{z_0} \right)} & \text{pour } Z_{min} < Z \quad \text{(a)} \\ I_v = \frac{1}{C_t \times L_n \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right)} & \text{pour } Z_{min} > Z \quad \text{(b)} \end{array} \right. \quad 2.5$$

parois vertical: $Z = 8m > Z_{min} = 2m$

$$I_v = \frac{1}{1 \times L_n \left(\frac{8}{0,05} \right)} = 0,197$$

Toiture : $Z = 12.3m > Z_{min} = 2m$

$$I_v = \frac{1}{1 \times L_n \left(\frac{12.3}{0,05} \right)} = 0.182$$

donc on peut déterminer la pression d'exposition $C_e(z)$:

- parois vertical

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.96^2 \times (1 + 7 \times 0.197) = 2.19$$

- Toiture

$$C_{ex} = 1^2 \times 1.046^2 \times (1 + 7 \times 0.182) = 2.488$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

	Z (m)	$q_{réf}$ (N/m^2)	C_{ex}	q_z (N/m^2)
Parois verticale	8	375	2.19	822.18
Toiture	12.3	375	2.488	933

Tableau 2.1 : Les pressions dynamiques pointes

2.5 Vent perpendiculaire au long pan: V1

2.5.1 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A , qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m^2 et 10 m^2 dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe_1} pour les coefficients locaux, et $C_{pe_{10}}$ pour les coefficients globaux, respectivement. (chapitre 5:coefficient dépression page 80 RNVA2013).

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe_1} & S &\leq 1\text{m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe_1} + (C_{pe_{10}} - C_{pe_1}) \log_{10}(s) & 1\text{m}^2 &< S < 10\text{m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe_{10}} & S &\geq 10\text{m}^2
 \end{aligned}$$

Tel que : S est la surface chargée de la paroi considérée en m^2 .

2.5.1.1 Parois verticale

Pour cette direction du vent on a : $b=288\text{m}$, $d=86\text{m}$, $h=8\text{m}$ et $e= \min[b, 2h]=16\text{m}$

Et on a : $d=86\text{m} > e=16\text{m}$.

Donc on utilise la légende suivante : 5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)

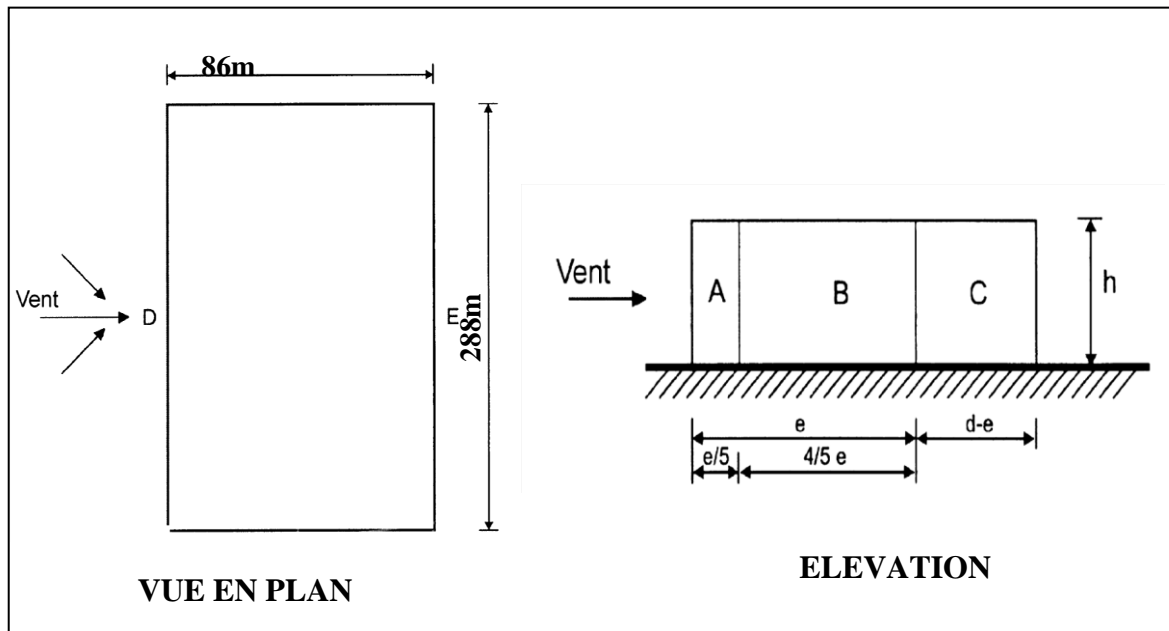


Figure 2-2 :Légende pour les parois verticale

on a : $e=16\text{m}$.

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

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

	$S(m^2)$	C_{pe}
A	25.6	-1
B	102.4	-0.8
C	560	-0.5
D	2304	+0.8
E	2304	-0.3

Tableau 2.2 Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale .

La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales :

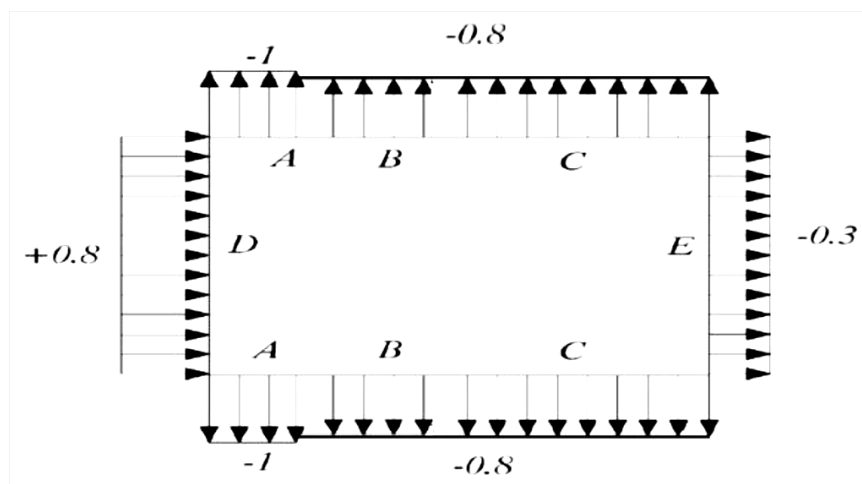


Figure 2-3 Légende pour les parois verticales

2.5.1.2 Toiture

On a une toiture à deux versants, avec une pente de 5.71° , la figure (5.3) du chapitre 5 du RNVA99 nous montre la façon dont on doit diviser notre toiture.

Les zones sont représentées sur la figure suivante :

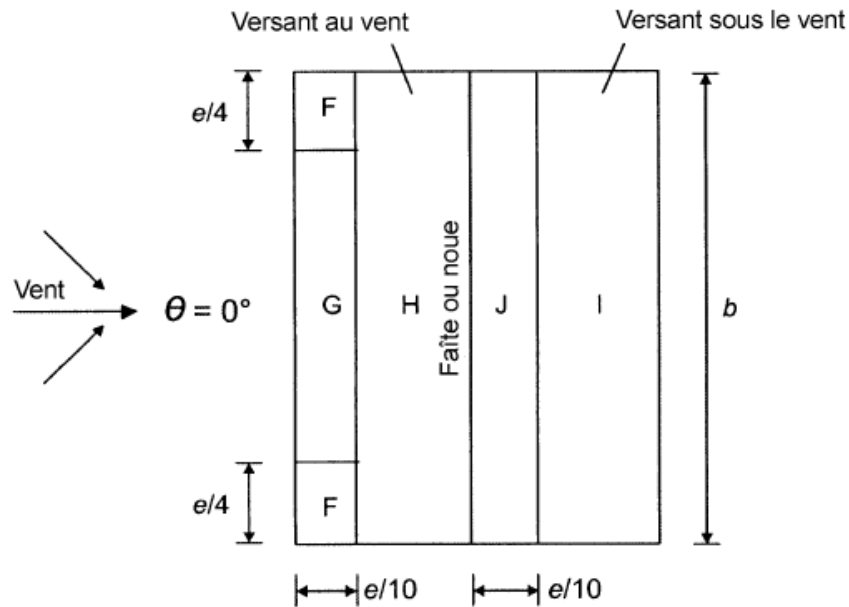


Figure 2-4 Légende pour les toitures à deux versants

les coefficients Cpe_{10} et Cpe_1 sont donnés le tableau 5.2 (chapitre 5- RNVA2013 page 87).
 $e = \min[b, 2h] = 24.6m \rightarrow e = 24.6m$

	F		G		H		I		J	
Surface (m^2)	15.129		878.22		11675.52		11675.52		708.48	
Cpe	-1.64	0.0142	-1.17	0.0142	-0.5787	0.0142	-0.3858	0	0.1787	-0.5574

Tableau 2.3 : Coefficient de pression extérieure pour toiture à deux versant

2.5.2 Détermination de coefficient de pression intérieure Cpi

la combinaison la plus défavorable des pressions extérieures et intérieures, considérées comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.

Le coefficient de pression Cpi est en fonction de l'indice de perméabilité μP et rapport h/d (ch5., fig.5.14).

Zone D : $\left\{ \begin{array}{l} 32 \text{ fenêtres } (1.5 \times 1.8) \\ 4 \text{ portes } (6 \times 6) \end{array} \right. \quad Cpe(+)$

Zone E : $\left\{ \begin{array}{l} 32 \text{ fenêtres } (1.5 \times 1.8) \\ 4 \text{ portes } (6 \times 6) \end{array} \right. \quad Cpe(-)$

2.5.2.1 Cas de dépression intérieure:

(portes et fenêtres faces au vent fermées et portes et fenêtres sous le vent et parallèles au vent ouvertes):

On détermine l'indice de perméabilité μ avec :

$$\mu = \frac{\sum \text{aire des ouvertures où } c_{pe} \text{ est négatif ou égal à } 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu = \frac{(1.5 \times 1.8) \times 32 + (6 \times 6) \times 4}{(1.5 \times 1.8) \times 64 + (6 \times 6) \times 8} = 0.5$$

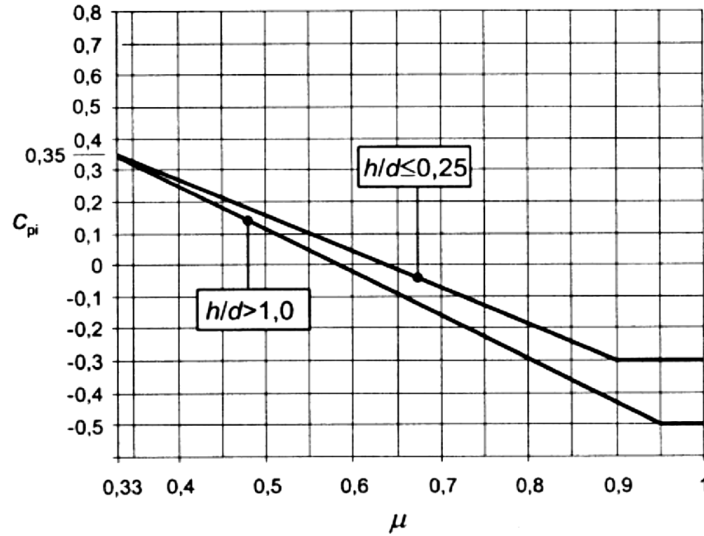


Figure 2-5 Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

on a : $\frac{h}{d} = \frac{12.3}{86} = 0.143 < 0.25$

$$C_{pi} = 0.14$$

Parois verticales

	$q_p (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W (N/m^2)$
A	822.18	-1	0.14	-937.29
B	822.18	-0.8	0.14	-772.85
C	822.18	-0.5	0.14	-526.20
D	822.18	+0.8	0.14	+542.64
E	822.18	-0.3	0.14	-361.76

Tableau 2.4 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi} = 0.14$

Toiture

	$q_p (N/m^2)$	C_{pe}		C_{pi}	$W (N/m^2)$	
F	933	-1.64	0.0142	0.14	-1660.74	-117.37
G	933	-1.17	0.0142	0.14	-1222.23	-117.37
H	933	-0.5787	0.0142	0.14	-670.5471	-117.37
I	933	-0.3858	0	0.14	-490.5714	-130.62
J	933	0.1787	-0.5574	0.14	36.1071	-650.6742

Tableau 2.5 Valeurs des pressions correspondant à chaque zone de la toiture $C_{pi} = 0.14$

2.6 Vent perpendiculaire au pignon V2

2.6.1 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}

2.6.2 Parois verticale

Pour cette direction du vent on a : $b=86\text{m}$, $d=288\text{m}$, $h=12.3\text{m}$
 $e = \min[b, 2h]=24.6\text{m} \rightarrow e=24.6\text{m}$

Et on a : $d=288\text{m} > e=24.6\text{m}$

Donc on utilise la légende suivant: 5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)

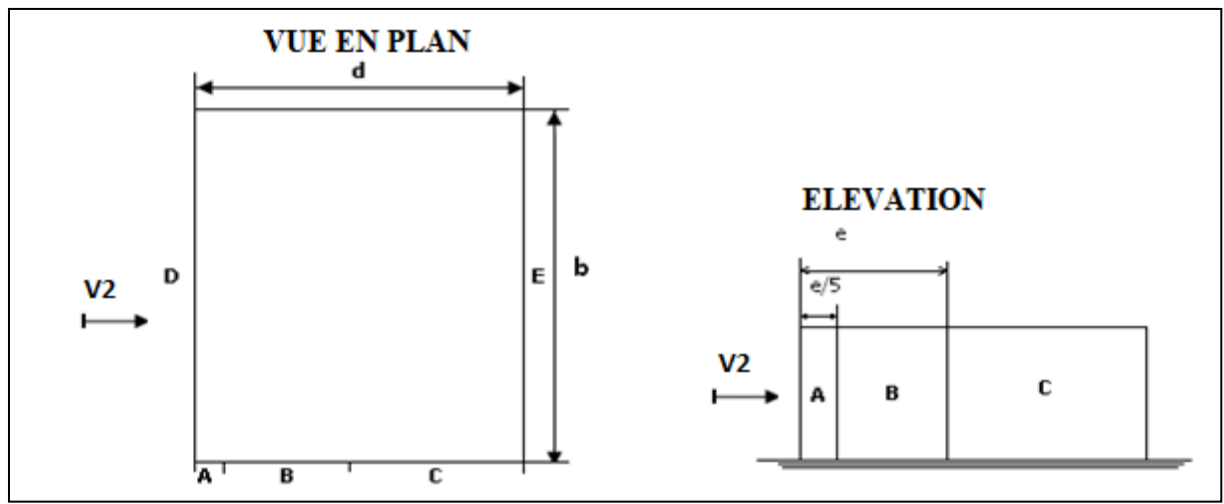


Figure 2-6 Pour les parois verticales

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

	$S(\text{m}^2)$	C_{pe}
A	60.516	-1
B	242.064	-0.8
C	3239.82	-0.5
D	1057.8	+0.8
E	1057.8	-0.3

Tableau 2.6 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale .

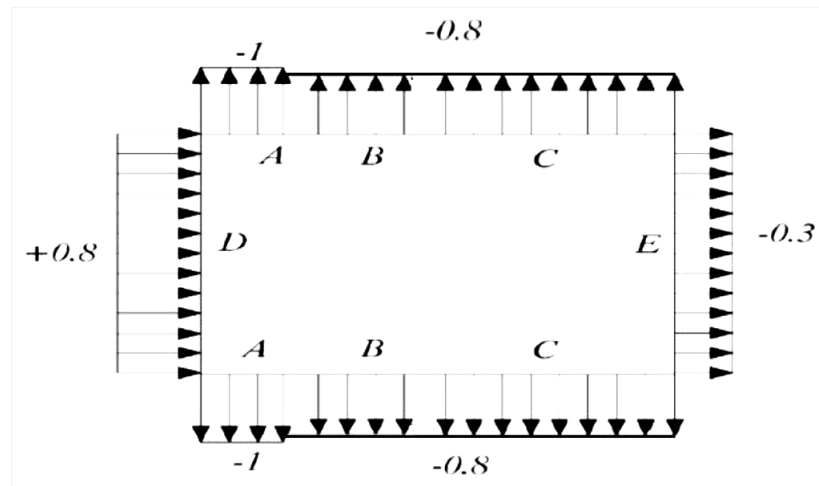


Figure 2-7 Légende pour les parois verticales

2.6.3 Toiture

La direction du vent est définie par angle θ , notre cas le vent perpendiculaire au pignon le (sens V2) et parallèle au génératrices donc $\theta = 90^\circ$. (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1). les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure suivante :

$h=12.3\text{m}$; $b=86\text{m}$; $d=288\text{m}$; $e=\min [b ; 2h]=\min [86 ; 24.6]=24.6\text{m}$

Donc on utilise la légende suivante : la figure 5.4 (chapitre 5- RNVA2013 page 86).

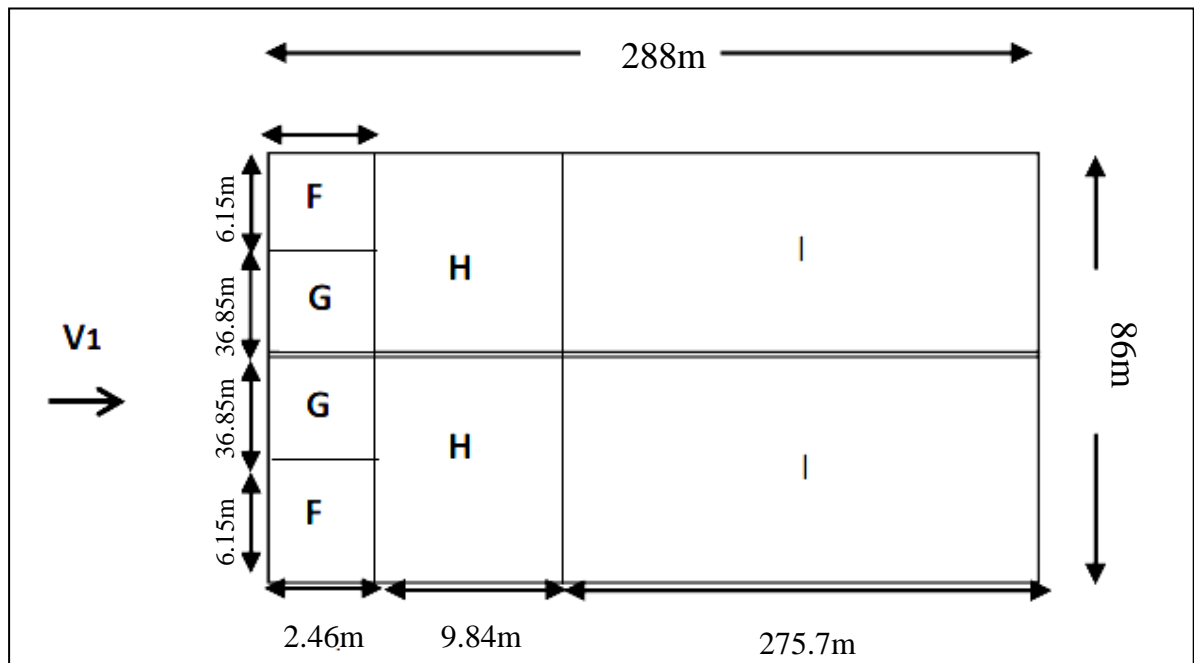


Figure 2-8 La répartition des zones de pression sur la toiture sens V2

Calcul des surfaces et les coefficients pour chaque zone :

	F	G	H	I
Surface(m ²)	15.129	90.651	423.12	11855.1
<i>C_{pe}</i>	-1.5787	-1.3	-0.6929	-0.5929

Tableau 2.7 les valeurs de *C_{pe}* de toiture ,cas de vent dans le sens V2

2.6.4 Détermination de coefficient de pression intérieure *C_{pi}*

2.6.4.1 Cas de dépression intérieure

(portes et fenêtres faces au vent fermées et portes et fenêtres sous le vent et parallèles au vent ouvertes):

On détermine l'indice de perméabilité μ avec :

$$\mu = \frac{\sum \text{aire des ouvertures où } c_{pe} \text{ est négatif ou égal à } 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu = \frac{(1.5 \times 1.8) \times 64 + (6 \times 6) \times 8}{(1.5 \times 1.8) \times 64 + (6 \times 6) \times 8} = 1$$

$$\text{on a : } \frac{h}{d} = \frac{12.3}{288} = 0.042 < 0.25$$

$$C_{pi} = -0.3$$

2.6.4.1.1 Parois verticales

	$q_p(N/m^2)$	<i>C_{pe}</i>	<i>C_{pi}</i>	<i>W(N/m²)</i>
A	822.18	-1	-0.3	-575.526
B	822.18	-0.8	-0.3	-411.09
C	822.18	-0.5	-0.3	-164.436
D	822.18	+0.8	-0.3	+904.398
E	822.18	-0.3	-0.3	0

Tableau 2.8 Valeurs de la pression de paroi verticale avec *C_{pi}* = -0.3

2.6.4.1.2 Toiture

	$q_p(N/m^2)$	<i>C_{pe}</i>	<i>C_{pi}</i>	<i>W(N/m²)</i>
F	933	-1.5787	-0.3	-1193.02
G	933	-1.3	-0.3	-933
H	933	-0.6929	-0.3	-366.57
I	933	-0.5929	-0.3	-273.2757

Tableau 2.9 Valeurs des pressions de la toiture *C_{pi}* = -0.3

2.7 ACTION D'ENSEMBLE

2.7.1 Détermination de la force de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être **négligés**. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au sous le vent). (**Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3**).

Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon :

On doit vérifier que :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{b} \geq 3 \text{ et } \frac{d}{h} \geq 3 \\ \frac{d}{b} = \frac{288}{86} = 3.35 > 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{288}{12.3} = 23.41 > 3 \end{array} \right\} \text{ La force de frottement non négligeable}$$

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$$

C_{fr} : coefficient de frottement donné par le tableau 2.8 de RNVA 2013 ;

Dans notre cas, nous avons une couverture en toiture dont les ondulations sont Perpendiculaires à la direction du vent et un bardage de parois verticales dont les ondulations sont aussi perpendiculaires à la direction du vent.

Donc : C_{fr} (toiture) = C_{fr} (parois verticales) = 0.04 ;

Pour la toiture

$$F_{fr} = 0.04 \times 933 \times (22125,80) = 824850,054\text{N}$$

Pour paroi verticale

$$F_{fr} = 0.04 \times 822.18 \times (4096) = 134705,971\text{N}$$

La force de frottement total

$$F_{fr}(\text{toiture}) + F_{fr}(\text{parois verticales}) = 824850,054 + 134705,971 = 959556,025\text{N}$$

$$F_{fr} = 959.55\text{KN}$$

2.8 ETUDE A LA NEIGE

2.8.1 But

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessous du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

2.8.2 Domaine d'application

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000m. (**Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2**)

2.8.3 La charge de la neige sur le sol (Sk)

La charge caractéristique de neige sur le sol SK par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Le projet est implante a la commune Blida de la wilaya de Blida qui est classe en **zone B** selon la classification de RNVA2013.

- L'altitude du projet est d'environ **250m**.

Donc : SK est donnée par la formule suivante : **(RNVA2013)**.

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100}$$

Avec :

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer :

$$S_k = \frac{0.04 \times 250 + 10}{100} = 0.2 \text{KN/m}^2$$

$$S_k = 0.2 \text{KN/m}^2$$

2.8.4 Coefficient de forme de la toiture

Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le hangar a une toiture a deux versants avec une pente $\alpha = 5.71^\circ$;

D'où $0 \leq \alpha = 5.71^\circ \leq 30^\circ$

(α) angle du versant par rapport a l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \times \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0

Tableau 2.10 coefficient de forme – toiture à deux versants.

2.8.5 Calcul des charges de la neige sur la toiture

La charge caractéristique de la neige **S** par unité de surface en projection horizontale de la toiture soumise a l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

$$S = 0.8 \times 0.2 = 0.16 \text{KN/m}^2$$

$$S = 0.16 \text{KN/m}^2$$

Chapitre 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

3.1 Introduction

Les éléments secondaires d'une halle sont les éléments de construction constituant essentiellement l'enveloppe ,c'est-à-dire la toiture et les façade.

Ils sont importants que les éléments primaires et doivent être pris en considération dès le début de la conception globale

Les bardages et couvertures sont des parois qui assurent à la fois :

- La résistance mécanique,
- L'étanchéité à l'air et à l'eau,
- L'isolation thermique et acoustique,
- L'esthétique.

On opte pour une couverture de type panneaux sandwich dont les caractéristiques sont données par le fabricant en fonction de la charge appliquée (vent) et l'espacement entre les pannes .voir figure suivante :

	Epaisseur mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
Poids (kg/m ²)	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm ⁴ /m)	12,3	16,05	18,72	21,40	26,75
W (cm ³ /m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83

Figure 3-1 Caractéristiques du profilé

EPAISSEUR mm	TN 40/1000													TNI 40/1000																														
	PORTEE m													PORTEE m																														
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4																		
▲	0,5	439	281	185	143	109	86	63	47	36	70	58	48	360	230	152	104	84	59	37	27	117	109	74	57	47																		
	0,6	614	393	273	200	153	115	84	63	48	38	121	98	81	68	58	504	322	224	145	97	68	49	37	164	126	99	80	66															
	0,7	716	458	318	234	179	135	98	73	57	67	35	141	114	94	79	44	58	603	386	268	178	119	84	61	46	35	196	150	119	96	79	66											
	0,8	820	524	364	267	205	154	112	84	65	51	41	33	154	112	84	65	51	41	33	701	449	311	214	143	100	73	55	42	33	27	229	175	138	112	92	78	65	56					
	1,0	1024	655	455	334	256	193	140	105	81	64	51	41	34	202	163	135	113	97	83	72	64	903	578	401	289	194	136	99	74	57	45	36	29	24	295	225	178	144	119	100	85	73	64
▲ ▲	0,5	570	365	252	180	141	111	90	67	51	40	73	62	53	467	300	207	147	115	83	61	41	30	91	73	60	51																	
	0,6	768	491	341	251	192	152	123	101	81	64	51	85	72	62	630	403	280	205	157	113	83	62	48	124	100	83	70																
	0,7	896	573	398	292	224	177	143	118	95	74	59	48	99	84	73	63	754	482	335	246	188	140	102	76	59	46	37	148	120	99	83	71	61										
	0,8	1025	656	455	334	256	202	164	135	108	85	68	55	45	113	97	83	72	64	877	561	389	286	219	168	122	92	71	55	44	36	173	140	116	97	83	71	63						
	1,0	1280	819	569	418	320	253	204	169	135	106	85	69	57	142	121	104	91	80	1129	722	502	368	282	223	165	124	95	75	60	49	40	180	149	125	106	92	80	70					

Figure 3-2 Charge admissible uniformément distribuée Kg/m²

Dans notre cas, la charge la plus défavorable non majorée obtenue par l'étude au vent selon le **RNVA99**, est de $166.07 daN/m^2$

D'après le tableau et la charge du au vent en prends **TN40** de **0.5mm** d'épaisseur et d'un poids de **4.9Kg/m²**

3.2 Calcul des pannes

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

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

Dans notre structure nous utiliserons des profilés formés à froid en **(Z)**.

Description générale des profilés formé à froid

Les profilés Z et C sont des profilés légers formés à froid en acier zingué galvanisé à chaud. La qualité supérieure de l'acier dont ils sont fabriqués confère une résistance mécanique et une portance élevée. La rigidité et la résistance des profilés permettent leur utilisation tant pour soutenir les panneaux de toiture que pour réaliser la structure de résistance d'une construction.

Domaines d'utilisation

- en tant que structure de résistance, structure secondaire pour soutenir les couvertures et les fermetures et pour l'aménagement de combles habitables et d'un étage supplémentaire d'une construction
- en particulier pour les constructions industrielles à destination d'entrepôt, de production, de showroom, de centres commerciaux, de fermes agricoles et d'autres constructions spéciales

Avantages

- peuvent être fabriqués en fonction des dimensions nécessaires, ce qui évite les pertes de matériau et donc de ressources
- ont un poids réduit et une capacité portante supérieure aux structures classiques
- rapidité, facilité et précision du montage
- délais et coûts d'exécution de jusqu'à 80 % plus réduits
- peuvent être démontés et réutilisés
- l'acier dont ils sont fabriqués n'est pas affecté par les conditions météo et ne change pas de forme dans le temps
- résistance élevée à la corrosion
- leur résistance aux séismes est supérieure à celle des structures classiques.

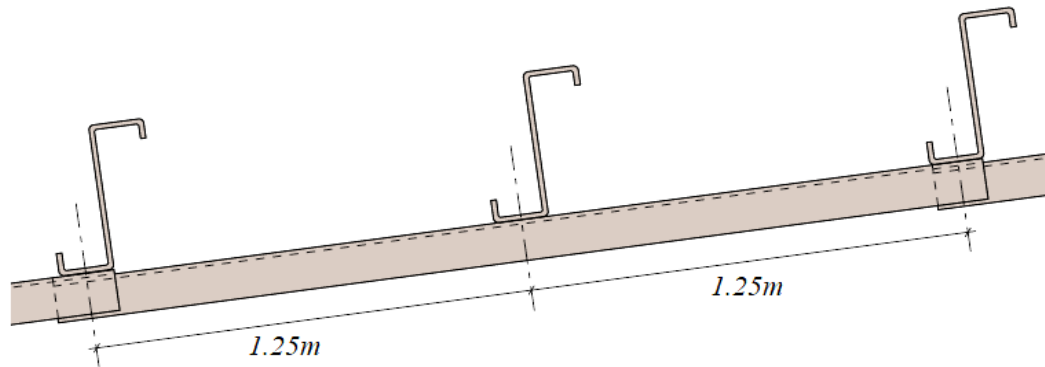


Figure 3-3 Dispositions des pannes sur la toiture avec l'entraxe e .

3.2.1 Détermination des sollicitations

3.2.1.1 Evaluation des charges et surcharges

3.2.1.1.1 Les charges permanentes (G)

Poids propre de la panne (estimé)	10Kg/ml
$P_{couverture}$	4.9daN/m ²
$p_{accessoire}$	2.1daN/m ²

$$G = (P_{couverture+accessoires} \times e) + P_{panne}$$

e : espacement entre les pannes ($e = 1.25m$)

$$G = (7 \times 1.25) + 10 = 18.75Kg/ml$$

$G = 18.75daN/ml$

3.2.1.1.2 Surcharges d'entretien (P)

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans le calcul une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à

Deux charges concentrées de 100Kg chacune située à (1/3) et (2/3) de la portée de la panne.

Afin de vérifier la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente (P_{eq}) qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).

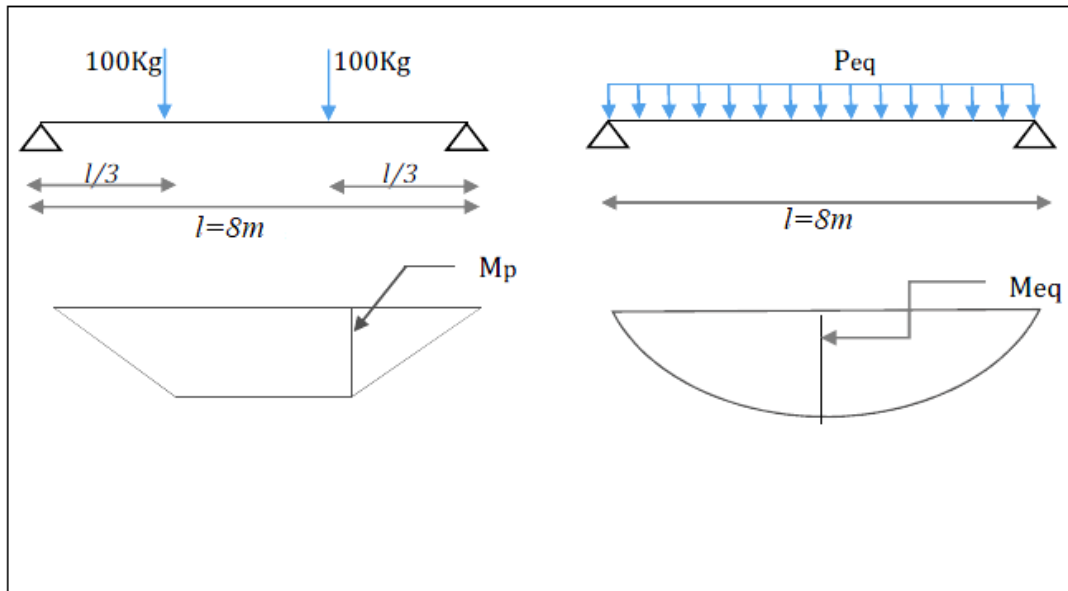


Figure 3-4 Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.

$$M_{max} = \frac{Pl}{3} = \frac{PL^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8Pl}{3L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 8} = 33.33 \text{ Kg/ml}$$

$$P = 33.33 \text{ daN/ml}$$

3.2.1.1.3 Surcharges climatiques

$$W = -166.07 \text{ daN/m}^2$$

La charge linéaire du vent est égal à :

$$W = -166.07 \times 1.25 = -207.59 \text{ daN/ml}$$

3.2.1.1.4 Surcharge de la neige (S)

La surcharge de la neige est en fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de la toiture (inclinaison, possibilité d'accumulation).

S : charge de la neige.

$$\text{Sur la toiture : } S = 16 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 16 \times 1.25 = 20 \text{ daN/ml}$$

3.2.1.2 Les charges et surcharges appliquées

- $G = 18.75 \text{ daN/ml}$
- $P = 33.33 \text{ daN/ml}$
- $W = -207.59 \text{ daN/ml}$
- $S = 16 \text{ daN/ml}$

Suivant l'axe Z-Z	Suivant l'axe Y-Y
$G_{zz} = G \cos \alpha = 18.66 \text{ daN/ml}$	$G_{yy} = G \sin \alpha = 1.866 \text{ daN/ml}$
$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 33.16 \text{ daN/ml}$	$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 3.316 \text{ daN/ml}$
$W_{zz} = -207.59 \text{ daN/ml}$	$W_{yy} = 0$
$S_{zz} = S \cos \alpha = 15.92 \text{ daN/ml}$	$S_{yy} = S \sin \alpha = 1.591 \text{ daN/ml}$

3.2.1.3 Les combinaisons d'actions

3.2.1.3.1 L'état limite ultime (ELU)

1er cas : le vent agit seul :

Vent négative :

$$q_{uz} = G_z + 1.5W_z = 18.66 + (1.5 \times (-207.59)) = -292.725 \text{ daN/ml}$$

$$q_{uy} = G_y + 1.5W_y = 1.866 + 1.5 \times 0 = 1.866 \text{ daN/ml}$$

Vent positive :

$$q_{uz} = 1.35G_z + 1.5W_z = (1.35 \times 18.66) + (1.5 \times 45.14) = 92.901 \text{ daN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5W_y = (1.35 \times 1.866) + 1.5 \times 0 = 2.519 \text{ daN/ml}$$

2eme cas : la neige agit seul :

$$q_{uz} = 1.35G_z + 1.5S_z = (1.35 \times 18.66) + (1.5 \times 15.92) = 49.071 \text{ daN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = (1.35 \times 1.866) + (1.5 \times 1.591) = 4.90 \text{ daN/ml}$$

3eme cas : la surcharge d'entretien :

$$q_{uz} = 1.35G_z + 1.5Q_z = (1.35 \times 18.66) + (1.5 \times 33.16) = 74.931 \text{ daN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = (1.35 \times 1.866) + (1.5 \times 3.316) = 7.493 \text{ daN/ml}$$

3.2.1.3.2 L'état limite de service (ELS)

1er cas : le vent agit seul :

$$q_{sz} = G_z + W_z = 18.66 + (-207.59) = -188.93 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + W_y = 1.866 + 0 = 1.866 \text{ daN/ml}$$

2eme cas : la neige agit seul :

$$q_{sz} = G_z + S_z = 18.66 + 15.92 = 34.58 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + S_y = 1.866 + 1.591 = 3.457 \text{ daN/ml}$$

3eme cas : la surcharge d'entretien :

$$q_{sz} = G_z + Q_z = 18.66 + 33.16 = 51.82 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + Q_y = 1.866 + 3.316 = 5.182 \text{ daN/ml}$$

3.2.2 Pré-dimensionnement

3.2.2.1 Calcul du moment max

3.2.2.1.1 Le vent :

Travées de rive : $M^{max} = 0.07 \times q \times l^2 = 0.07 \times (-2.92) \times 8^2 = -13.08 \text{ KN.m}$

Travées intermédiaire : $M^{max} = \frac{q \times l^2}{24} = \frac{(-2.92) \times 8^2}{24} = -7.78 \text{ KN.m}$

Sur appuis :

$$M_1 = -\frac{q \times l^2}{8} = \frac{2.92 \times 8^2}{8} = 23.36 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -\frac{q \times l^2}{12} = \frac{2.92 \times 8^2}{12} = 15.57 \text{ KN.m}$$

3.2.2.1.2 La neige

Travées de rive : $M^{max} = 0.07 \times q \times l^2 = 2.42 \text{ KN.m}$

Travées intermédiaire : $M^{max} = \frac{q \times l^2}{24} = 1.44 \text{ KN.m}$

Sur appuis :

$$M_1 = -\frac{q \times l^2}{8} = -4.32 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -\frac{q \times l^2}{12} = -2.88 \text{ KN.m}$$

3.2.2.1.3 Surcharge

Travées de rive : $M^{max} = 0.07 \times q \times l^2 = 3.581 \text{KN.m}$

Travées intermédiaire : $M^{max} = \frac{q \times l^2}{24} = 2.132 \text{KN.m}$

Sur appuis :

$$M_1 = -\frac{q \times l^2}{8} = -6.396 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -\frac{q \times l^2}{12} = -4.264 \text{KN.m}$$

Le moment Max sur travée : $M^{max} = |-12.95| \text{KN.m} = 12.95 \text{KN.m}$

$$M^{max} = 13.08 \text{KN.m}$$

$$M_1 = 23.36 \text{KN.m}$$

Le moment Max sur appuis :

3.2.3 Dimensionnement des pannes

3.2.3.1 Calcul du moment élastique

3.2.3.1.1 Sur travée

$$M^{max} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times F_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M^{max} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{13.08 \times 1 \times 10^3}{275}$$

$$W_{el} \geq 47.56 \text{cm}^3$$

3.2.3.1.2 Sur appuis

$$M^{max} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times 2F_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M^{max} \times \gamma_{m0}}{2F_y} = \frac{23.36 \times 1 \times 10^3}{2 \times 275}$$

$$W_{el} \geq 42.47 \text{cm}^3$$

On choisit **250Z25**

On recalcule le poids propre :

$$G = [P_{couverture} + p_{accessoire}] \times e + P_{panne}$$

$$G = (4.9 + 2.1) \times 1.25 + 7.65 = 16.4 \text{Kg/ml}$$

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 16.31 \text{daN/ml}$$

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 1.631 \text{daN/ml}$$

3.2.3.1.3 L'état limite ultime (ELU)

1er cas : le vent agit seul :

$$q_{uz} = G_z + 1.5W_z = 16.31 + (1.5 \times (-207.59)) = -295.08 \text{daN/ml}$$

$$q_{uy} = G_y + 1.5W_y = 1.631 + 1.5 \times 0 = 1.631 \text{daN/ml}$$

2eme cas : la neige agit seul :

$$q_{uz} = 1.35G_z + 1.5S_z = (1.35 \times 16.31) + (1.5 \times 15.92) = 45.90 \text{daN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = (1.35 \times 1.631) + (1.5 \times 1.591) = 4.59 \text{daN/ml}$$

3eme cas : la surcharge d'entretien :

$$q_{uz} = 1.35G_z + 1.5Q_z = (1.35 \times 16.31) + (1.5 \times 33.16) = 71.75 \text{daN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = (1.35 \times 1.631) + (1.5 \times 3.316) = 7.751 \text{daN/ml}$$

$$q_{uz}^{Max} = 295.08 \text{daN}$$

$$q_{uy}^{Max} = 7.751 \text{daN/ml}$$

3.2.3.1.4 L'état limite de service (ELS)

1er cas : le vent agit seul :

$$q_{sz} = G_z + W_z = 16.31 + (-207.59) = -191.28 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + W_y = 1.631 + 0 = 1.631 \text{ daN/ml}$$

2eme cas : la neige agit seul :

$$q_{sz} = G_z + S_z = 16.31 + 15.92 = 32.23 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + S_y = 1.631 + 1.591 = 3.2236 \text{ daN/ml}$$

3eme cas : la surcharge d'entretien :

$$q_{sz} = G_z + Q_z = 16.31 + 33.16 = 49.47 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + Q_y = 1.631 + 3.316 = 4.947 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sz} = 191.28 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sy} = 4.947 \text{ daN/ml}$$

3.2.4 vérification de la résistance des pannes

3.2.4.1 Calcul de la flèche

$$f = \frac{q \times L^4}{185 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Suivant l'axe z-z :

$$f = \frac{1.91 \times 10^{-2} \times 800^4}{185 \times 21000 \times 823.7} = 2.44 < f_{adm} = \frac{L}{200} = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Suivant l'axe y-y :

$$f = \frac{0.4947 \times 10^{-2} \times 400^4}{185 \times 21000 \times 71.72} = 0.45 < f_{adm} = \frac{L}{200} = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Profilé	P (Kg/m ²)	T (mm)	A (cm ²)	H/T	I _y (cm ⁴)	W _{eff.y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)
250Z25	7.65	2.5	9.75	91.20	823.7	67.24	71.72	35.86

Tableau 3.1 Caractéristiques de 250Z25

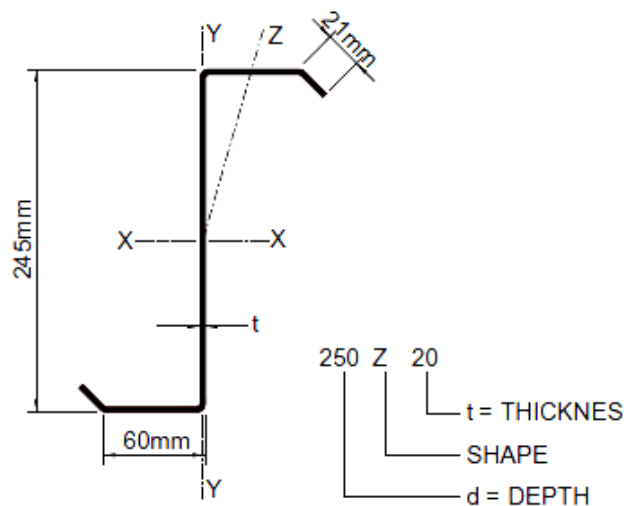


Figure 3-5 Profilé formé à froid 250Z25

3.2.4.2 Vérification du moment

Les sections en profilés formé a froids sont généralement de classe 4

D'après le tableau de profilé

$$W_{eff.y} = 67.24cm^3$$

Le moment sur appuis

$$M_{cRd} = W_{eff.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times 2 = 67.24 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3} \times 2 = 36.98KNm$$

D'après le calcul l'état limite ultime ELU on a :

Sous le vent :

$$q_{uz}^{Max} = 295.08daN/ml$$

$$M_{sdy} = \frac{q_{uz}^{Max} \times l^2}{8} = \frac{2.95 \times 8^2}{8} = 23.6KNm$$

$$M_{sdy} = 23.6KNm < M_{cRd} = 36.98KNm$$

vérifiée

Sous la neige :

$$q_{uz} = 45.9daN/ml$$

$$M_{sdy} = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{0.459 \times 8^2}{8} = 3.67KNm$$

$$M_{sdy} = 3.67KNm < M_{cRd} = 36.98KNm$$

Vérifiée

Sous la surcharge d'entretien :

$$q_{uz} = 71.75daN/ml$$

$$M_{sdy} = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{0.7175 \times 8^2}{8} = 5.74KNm$$

$$M_{sdy} = 5.74KNm < M_{cRd} = 36.98KNm$$

Vérifiée

3.2.4.3 Vérification au cisaillement

Remarque

La verification au cisaillement selon l'Eurocode 3(Profilé minces formés a froids) on calcul l'effort tranchant et on le compare avec le minimum entre la resistance plastique et la resistance au voilement .

3.2.4.3.1 Effort tranchant

➤ Effort tranchant du au vent :

$$V_{Vz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{(-2.95) \times 8}{2} = 11.8KN$$

➤ Effort tranchant du à la neige :

$$V_{Sz} = \frac{q_{uz} \times L}{2} = \frac{0.459 \times 8}{2} = 1.84KN$$

➤ Effort tranchant du au poids propre :

$$V_{Gz} = \frac{q_{Gz} \times L}{2} = \frac{0.16 \times 8}{2} = 0.64KN$$

➤ Effort tranchant du aux charges d'exploitations :

$$V_{Qz} = \frac{q_{Qz} \times L}{2} = \frac{0.715 \times 8}{2} = 2.86KN$$

1^{er} combinaison :

$$V_z = V_G + 1.5V_{Vz} = 0.64 + [1.5 \times (-11.8)] = -17.06KN$$

2^{ème} combinaison :

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_{S_z} = [1.35 \times 0.64] + [1.5 \times (1.84)] = 3.624KN$$

3^{ème} combinaison :

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_{Q_z} = [1.35 \times 0.64] + [1.5 \times (2.86)] = 5.154KN$$

3.2.4.3.2 Résistance plastique de calcul au cisaillement

Vérification Selon (EC3 Partie 1-3)

On doit vérifié que $V_z < V_{plRd}$

$$V_{plRd} = \frac{A_v(F_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m1}} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} t(F_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m1}}$$

- $F_y = 275N/mm^2$
- $\gamma_{m1} = 1.1$
- A_v *L'aire de cisaillement*
- $h_w = H - 2t$ *La hauteur de l'ame*
- $\phi = 90^\circ$ *l'inclinaison de l'ame par rapport aux semelles*

$$V_{plRd} = \frac{\frac{250 - (2 \times 2.5)}{\sin \phi} \times 2.5(275/\sqrt{3}) \times 10^{-3}}{1.1} = 88.406 KN$$

3.2.4.3.3 Résistance de calcul au voilement par cisaillement

$$V_{bRd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} t f_{vb}}{\gamma_{m0}}$$

Ou : $\gamma_{m0} = 1$

f_{vb} *la résistance au cisaillement, compte tenu du voilement*
 Pour une âme avec raidissage au droit de l'appui :

$$f_{vb} = 0.58F_y \quad \text{Si } \bar{\lambda}_w \leq 0.83$$

$$f_{vb} = 0.48F_y/\bar{\lambda}_w \quad \text{Si } \bar{\lambda}_w > 0.83$$

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_w$ pour les âmes sans raidisseurs longitudinaux :

$$\bar{\lambda}_w = 0.346 \times \frac{S_w}{t} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.346 \times \frac{H-t}{t} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0.346 \times \frac{247.5}{2.5} \times \sqrt{\frac{275}{210000}} = 1.24 > 0.83$$

$$f_{vb} = 0.48 \times \frac{275}{1.24} = 106.45N/mm^2$$

$$V_{bRd} = \frac{\frac{245}{\sin \phi} \times 2.5 \times 106.45 \times 10^{-3}}{1} = 65.2KN$$

$$V_{cRd} = \min(V_{plRd}; V_{bRd}) = \min(88.406 ; 65.2) = 65.2KN$$

3.2.4.3.4 Vérification finale de la résistance

- Vent : $V_z = -17.06KN < V_{cRd} = 65.2KN$
- Neige : $V_z = 3.624KN < V_{cRd} = 65.2KN$
- Surcharge : $V_z = 5.154KN < V_{cRd} = 65.2KN$

3.2.4.3.5 Vérification du déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$\frac{M_{sdy}}{\chi_{LT} \times W_{effy} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{sdz}}{W_{effz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}}$$

$$M_{sdy} = 0.07 \times q \times l^2 = 0.07 \times (2.95) \times 8^2 = 13.22KN.m$$

$$M_{sdz} = 0.07 \times q \times l^2 = 0.07 \times (0.07) \times 8^2 = 0.32KN.m$$

Les profilés en Z sont de classe 4

$$\beta_w = 1$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot l)^2} \left(\left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \left(\frac{I_w}{I_z} \right) + \frac{(k \cdot l)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 \cdot Z_g \right)$$

$$C_1 = 1.285$$

$$C_2 = 1.552$$

$$K=1$$

$$K_w = 1$$

$$Z_g = 0$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 N/cm^2$$

$$I_w = I_z \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 = 71.72 \left(\frac{25 - 2.5}{2} \right)^2 = 9077.66cm^6$$

$$I_t = 171.21 cm^4$$

Donc :

$$M_{cr} = 72.92KN.m$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 \times 67.24 \times \frac{275 \times 10^3}{72.92 \times 10^6}} = 0.5 > 0.4$$

➔ Il y a risque de déversement

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

$$\text{Avec : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.5 - 0.2) + 0.5^2] = 0.66$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.66 + \sqrt{0.66^2 - 0.5^2}} = 0.91$$

$$\frac{13.22}{0.91 \times 67.24 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{0.32}{10.22 \times \frac{275}{1.1}} = 0.95 < 1 \quad \text{vérifiée}$$

3.3 Calcul des liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

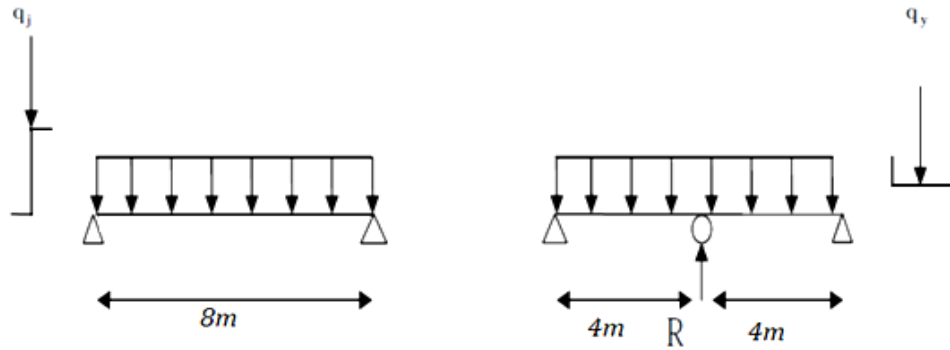


Figure 3-6 schémas statiques de la panne avec lierne.

Dans notre projet on a un hangar avec deux versants avec une pente de 5.71° . La longueur de chaque versant est 43. m.

On a pour chaque versant 33 espacements de 1,25 m.

3.3.1 Effort de traction

$$T_i = (2n - 1) \frac{R}{2}$$

Avec n : nombre de liernes

$$N_{t,max} = \max(T_{33}; T_b)$$

T_b : effort de traction de brettèle.

$$T_{33} = T_i = (2 \times 33 - 1) \frac{R}{2} = 65 \frac{R}{2}$$

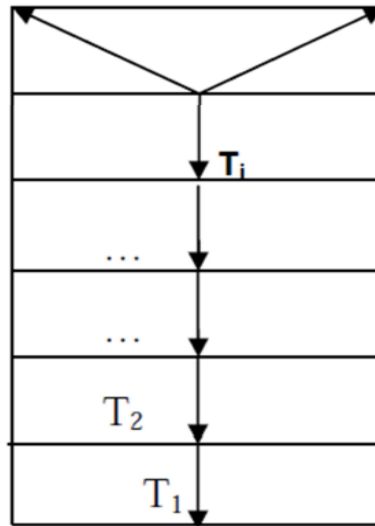


Figure 3-7 représentation des efforts de traction dans les liernes.

$$R = 1.25 \times q \times \frac{L}{2}$$

$$q_{uy} = 7.681 \text{ daN/ml}$$

$$R = 1.25 \times 0.07681 \times \frac{8}{2} = 0.384 \text{ KN}$$

$$T_{33} = 65 \times \frac{0.384}{2} = 12.48 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_{34}/2}{\cos \theta}$$

$$\tan \theta = \frac{1.25}{4} = 0.3125 \Rightarrow \theta = 17.35^\circ$$

$$T_{34} = (2 \times 34 - 1) \frac{R}{2} = 12.864 \text{KN}$$

$$T_b = \frac{12.864/2}{\cos 17.35^\circ} = 6.738 \text{KN}$$

$$N_{t,max} = \max(12.48 \text{KN}; 6.738 \text{KN}) = 12.48 \text{KN}$$

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

$$N_{sd} < N_{tsd}$$

N_{tsd} : la résistance de calcul de la section a la traction.

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 12.48 \times 1}{\pi \times 275 \times 10^{-3}}} = 7.60 \text{mm}$$

$$\phi \geq 7.60 \text{mm}$$

On adopte une tige de $\text{Ø}8$ pour les liernes des pannes.

3.4 Calcul des lisses de bardages

3.4.1 Détermination des sollicitations

3.4.1.1 Evaluation des charges et surcharges

3.4.1.1.1 Les charges permanentes (G)

Poids propre de lisse (estimé) 10Kg/ml

$P_{couverture}$ 4.9daN/m²

$p_{accessoire}$ 2.1daN/m²

$$G = (P_{couverture+accessoires} \times e) + P_{lisse}$$

e : espacement entre les lisses (e= 1.25m)

$$G = (7 \times 1.25) + 10 = 18.75 \text{Kg/ml}$$

$$G = 18.75 \text{daN/ml}$$

- Surcharge climatique dû au vent :

$$W = 904.398 \times 1.25 = 1130.5 \text{N/m}^2$$

3.4.1.2 Les combinaisons d'actions

3.4.1.2.1 L'état limite ultime (ELU)

$$q_{uy} = 1.35 \times 18.75 = 25.31 = 0.253 \text{KN/ml}$$

$$q_{uz} = 1.5 \times 1.130 = 1.69 \text{KN/ml}$$

3.4.1.2.2 L'état limite de service (ELS)

$$q_{sy} = 0.187 \text{KN/ml}$$

$$q_{sz} = 1.13 \text{KN/ml}$$

3.4.2 Pré-dimensionnement

➤ Suivant y-y

3.4.2.1 Calcul du moment max

Travées de rive : $M^{max} = 0.07 \times q \times l^2 = 1.13 \text{KN.m}$

Travées intermédiaire : $M^{max} = \frac{q \times l^2}{24} = 0.67 \text{KN.m}$

Sur appuis :

$$M_1 = -\frac{q \times l^2}{8} = 2.024 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -\frac{q \times l^2}{12} = 1.35 \text{KN.m}$$

Le moment Max sur travée : $M^{max} = 1.13 \text{KN.m}$

$M^{max} = 1.13 \text{KN.m}$

Le moment Max sur appuis :

$M_1 = 2.024 \text{KN.m}$

3.4.2.2 Calcul du moment élastique

3.4.2.2.1 Sur travée

$$M^{max} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times F_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M^{max} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{1.13 \times 1 \times 10^3}{275}$$

$$W_{el} \geq 4.10 \text{cm}^3$$

3.4.2.2.2 Sur appuis

$$M^{max} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times 2F_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M^{max} \times \gamma_{m0}}{2F_y} = \frac{2.024 \times 1 \times 10^3}{2 \times 275}$$

$$W_{el} \geq 3.68 \text{cm}^3$$

➤ Suivant z-z

3.4.2.3 Calcul du moment max

Travée de rive : $M^{max} = 0.07 \times q \times l^2 = 7.57 \text{KN.m}$

Travée intermédiaire : $M^{max} = \frac{q \times l^2}{24} = 4.51 \text{KN.m}$

Sur appuis :

$$M_1 = -\frac{q \times l^2}{8} = 13.52 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -\frac{q \times l^2}{12} = 9.01 \text{KN.m}$$

Le moment Max sur travée : $M^{max} = 7.57 \text{KN.m}$

$M^{max} = 7.57 \text{KN.m}$

Le moment Max sur appuis :

$M_1 = 13.52 \text{KN.m}$

3.4.2.4 Calcul du moment élastique

3.4.2.4.1 Sur travée

$$M^{max} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times F_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M^{max} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{7.57 \times 1 \times 10^3}{275}$$

$$W_{el} \geq 27.5 \text{ cm}^3$$

3.4.2.4.2 Sur appuis

$$M^{max} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times 2F_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M^{max} \times \gamma_{m0}}{2F_y} = \frac{13.52 \times 1 \times 10^3}{2 \times 275}$$

$$W_{el} \geq 24.58 \text{ cm}^3$$

D'après le calcul des deux directions on prend **200Z25**
On recalcule le poids propre :

$$G = [P_{couverture} + p_{accessoire}] \times e + P_{Lisses}$$

$$G = (4.9 + 2.1) \times 1.25 + 6.77 = 15.52 \text{ Kg/ml}$$

3.4.2.4.3 L'état limite ultime (ELU)

$$q_{uy} = 1.35 \times 15.52 = 20.952 = 0.209 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uz} = 1.5 \times 1.130 = 1.69 \text{ KN/ml}$$

3.4.2.4.4 L'état limite de service (ELS)

$$q_{sy} = 0.1552 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = 1.13 \text{ KN/ml}$$

3.4.3 vérification de la résistance des lisses de bardages

3.4.3.1 Calcul de la flèche

$$f = \frac{q \times L^4}{185 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Suivant l'axe z-z :

$$f = \frac{1.13 \times 10^{-2} \times 800^4}{185 \times 21000 \times 509.6} = 2.33 < f_{adm} = \frac{L}{200} = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Suivant l'axe y-y :

$$f = \frac{0.1552 \times 10^{-2} \times 800^4}{185 \times 21000 \times 72.43} = 2.26 < f_{adm} = \frac{L}{200} = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Profilé	P (Kg/m ²)	T (mm)	A (cm ²)	H/T	I _y (cm ⁴)	W _{eff,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)
200Z25	6.77	2.5	8.62	73.20	509.0	50.9	72.43	36.22

Tableau 3.2 Caractéristiques de 200Z25

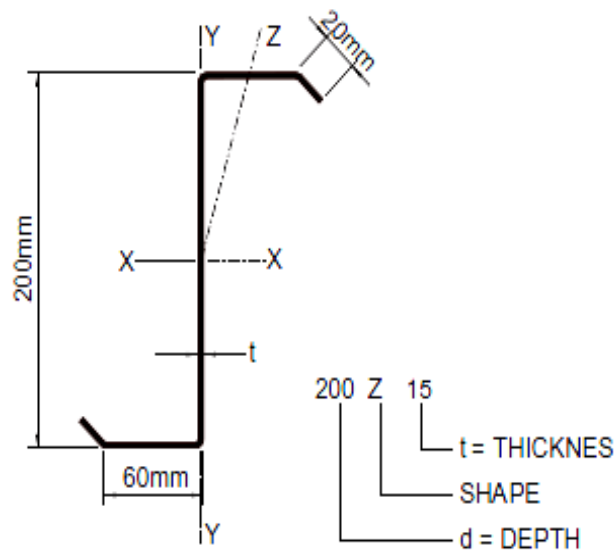


Figure 3-8 Profilé formé à froid 200Z25

3.4.3.2 Vérification du moment

Les sections en profilés formés à froids sont généralement de classe 4

D'après le tableau :

$$W_{eff,y} = 50.9 \text{ cm}^3$$

$$M_{cRd} = W_{eff,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times 2 = 50.9 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3} \times 2 = 27.99 \text{ KNm}$$

D'après le calcul à l'état limite ultime ELU on a :

Sous le vent :

$$q_{uz} = 1.69 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sdy} = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{169.5 \times 8^2}{8} = 13.52 \text{ KNm}$$

$$M_{sdy} = 13.52 \text{ KNm} < M_{cRd} = 27.99 \text{ KNm}$$

vérifiée

3.4.3.3 Vérification au cisaillement

3.4.3.3.1 Effort tranchant

➤ Effort tranchant dû au vent :

$$V_{Vz} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{(-1.074) \times 8}{2} = -4.296 \text{ KN}$$

Combinaison à l'ELU

$$V_z = V_G + 1.5V_{Vz} = 0.8 + [1.5 \times (-4.296)] = -5.644 \text{ KN}$$

3.4.3.3.2 Résistance plastique de calcul au cisaillement

Vérification Selon (EC3 Partie 1-3)

On doit vérifier que $V_z < V_{plRd}$

$$V_{plRd} = \frac{A_v (F_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m1}} = \frac{h_w}{\sin \theta} t (F_y / \sqrt{3}) \gamma_{m1}$$

- $F_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{m1} = 1.1$

- A_v L'aire de cisaillement
- $h_w = H - 2t$ La hauteur de l'ame
- $\phi = 90^\circ$ l'inclinaison de l'ame par rapport aux semelles

$$V_{plRd} = \frac{\frac{200 - (2 \times 2.5)}{\sin \phi} \times 2.5(275/\sqrt{3}) \times 10^{-3}}{1.1} = 70.364 \text{ KN}$$

3.4.3.3 Résistance de calcul au voilement par cisaillement

$$V_{bRd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} t f_{vb}}{\gamma_{m0}}$$

Ou :

$$\gamma_{m0} = 1$$

f_{vb} la résistance au cisaillement, compte tenu du voilement

Pour une âme avec raidissage au droit de l'appui :

$$f_{vb} = 0.58F_y \quad \text{Si } \bar{\lambda}_w \leq 0.83$$

$$f_{vb} = 0.48F_y/\bar{\lambda}_w \quad \text{Si } \bar{\lambda}_w > 0.83$$

L'élanement réduit $\bar{\lambda}_w$ pour les âmes sans raidisseurs longitudinaux :

$$\bar{\lambda}_w = 0.346 \times \frac{S_w}{t} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.346 \times \frac{H - t}{t} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0.346 \times \frac{197.5}{2.5} \times \sqrt{\frac{275}{210000}} = 0.989 < 0.83$$

$$f_{vb} = 0.58 \times 275 = 159.5 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{bRd} = \frac{\frac{195}{\sin \phi} \times 2.5 \times 159.5 \times 10^{-3}}{1} = 77.76 \text{ KN}$$

$$V_{cRd} = \min(V_{plRd}; V_{bRd}) = \min(70.364 ; 77.76) = 70.364 \text{ KN}$$

3.4.3.4 Vérification finale de la résistance

Vent :

$$V_z = 5.644 \text{ KN} < V_{cRd} = 70.364 \text{ KN}$$

3.5 Calcul des liernes

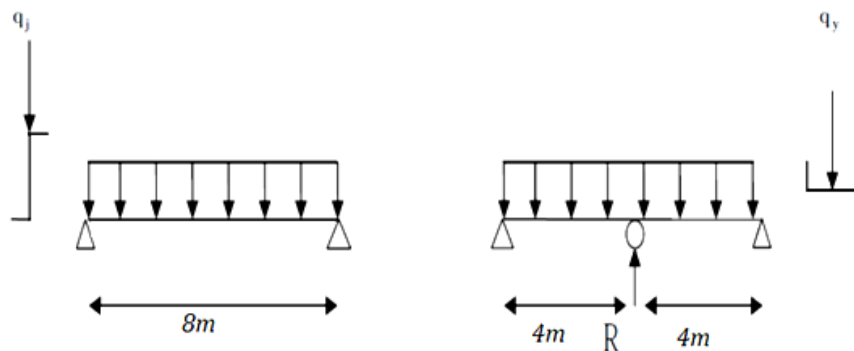


Figure 3-9 schémas statiques de la panne avec lierne.

3.5.1 Effort de traction

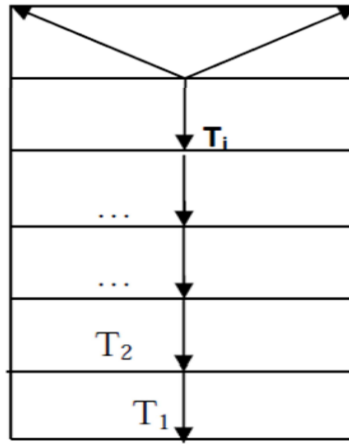


Figure 3-10 représentation des efforts de traction dans les liernes.

$$R = 1.25 \times q \times \frac{L}{2}$$

$$R = 1.25 \times 0.260 \times \frac{8}{2} = 1.3KN$$

Effort dans L_1

$$T_1 = \frac{1.3}{2} = 0.65KN$$

Effort dans L_2

$$T_2 = R + T_1 = 1.3 + 0.65 = 1.95KN$$

Effort dans L_3

$$T_3 = R + T_2 = 1.3 + 1.95 = 3.25KN$$

Effort dans L_4

$$T_4 = R + T_3 = 1.3 + 3.25 = 4.55KN$$

Effort dans L_5

$$T_5 = R + T_4 = 1.3 + 4.55 = 5.85KN$$

Effort dans L_6

$$2T_6 \times \sin \theta = T_5 \Rightarrow T_6 = \frac{T_5}{2 \times \sin \theta} =$$

$$\tan \theta = \frac{1.25}{4} = 0.3125 \Rightarrow \theta = 17.35^\circ$$

$$T_6 = \frac{5.85}{2 \times \sin 17.35} = 9.80KN$$

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

$$N_{sd} < N_{tsd}$$

N_{tsd} : la résistance de calcul de la section a la traction.

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$
$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 9.80 \times 1}{\pi \times 275 \times 10^{-3}}} = 6.73mm$$
$$\phi \geq 6.73mm$$

On adopte une tige de **Ø8** pour les liernes des pannes.

Chapitre 4 ETUDE DU PLANCHER MIXTE

4.1 Introduction

Une dalle mixte est constituée d'une tôle d'acier nervurée, profilée à froid, recouverte d'une dalle de béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température. Lorsque la dalle est liée à la poutraison par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier-béton.

4.2 Hypothèses de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- phase de construction
- phase finale

a) Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et il reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

b) Phase finale

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

On doit tenir compte des charges suivantes:

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition

Condition de flèche : $f_y < f_{adm}$

Condition de résistance

La résistance est vérifiée par la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$
$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

4.3 Pré-dimensionnement

4.3.1 Pré dimensionnement solives

4.3.1.1 Évaluation des charges

Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaire (D.T.R-BC.2.2).

4.3.2 Phase de construction

Les charges permanentes (G)

Dalle en béton armé ($e = 12\text{cm}$)	3KN/m^2
Coffrage perdu Hi Bond	0.10KN/m^2
		$G = 3.10\text{KN/m}^2$

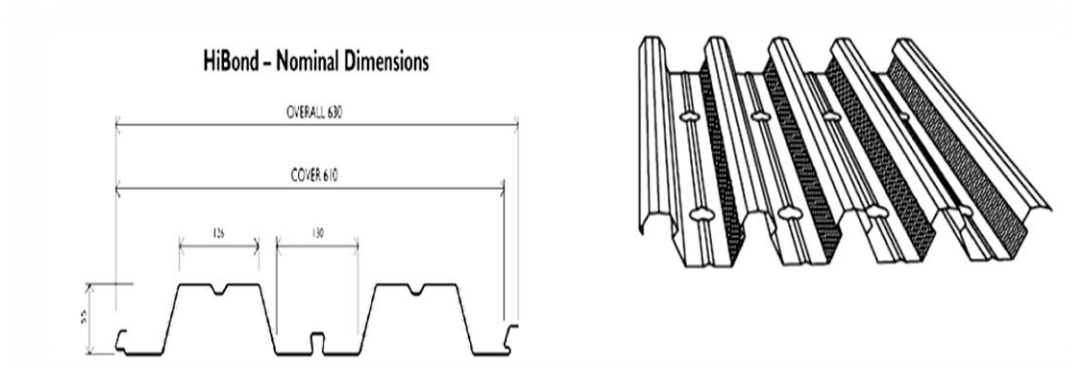


Figure 4-1 Bac d'acier type Hi Bond 55

La charge d'exploitations (Q)

Surcharge de construction (ouvrier) 1KN/m^2

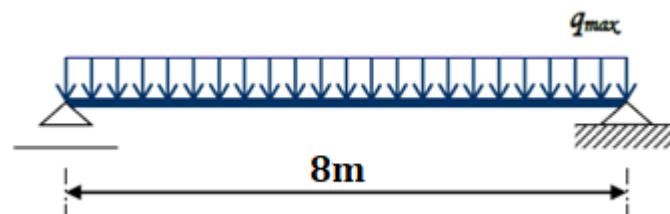


Figure 4-2 Schéma statique

4.3.2.1 Combinaison de charge

L'entre axe des solives est de $e_{solive} = 1.4\text{m}$

- ELS

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} = (3.10 + 1) \times 1.4 = 5.74\text{KN/m}$$

Il faut vérifier que $f_y < f_{adm}$

$$f_y = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = \frac{1250 \times 5.74 \times 4000^3}{384 \times 210000}$$

$$= 569.44 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$I_y \geq 569.44 \times 10^4 \text{mm}^4$$

On choisit IPE180

Avec :

$$\begin{cases} I_y = 1317 \text{cm}^4 \\ W_{ply} = 166.4 \text{cm}^3 \end{cases}$$

4.3.2.2 Vérification en tenant compte du poids du profilé

- **ELU**

$$q_u = 1.35G_{profilé} + (1.35G + 1.5Q) \times e_{solive}$$

$$q_u = 1.35 \times 0.188 + (1.35 \times 3.10 + 1.5 \times 1) \times 1.4 = 8.21 \text{KN/m}$$

- **ELS**

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} = 0.188 + (3.10 + 1) \times 1.4 = 5.93 \text{KN/m}$$

4.3.2.3 Vérification de la résistance

- **Moment fléchissant**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8.21 \times 4^2}{8} = 16.42 \text{KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 41.6 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 16.42 \text{KN.m} < M_{Rd} = 41.6 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8.21 \times 4}{2} = 16.42 \text{KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1125 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 162.38 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 16.42 \text{KN} < V_{Rd} = 162.38 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 16.42 \text{KN} < 50\%V_{Rd} = 81.19 \text{KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moments fléchissant. donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance a la flexion .

- **La flèche**

$$f_{con} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_{con} = \frac{5 \times 5.93 \times 4000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 7.15 \text{mm} = 0.71 \text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{4000}{250} = 16 \text{mm} = 1.6 \text{cm}$$

$$f_y = 0.71 \text{cm} < f_{adm} = 1.6 \text{cm}$$

4.3.2.4 Vérification du déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

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

$$M_{sd} = 16.42 \text{KN.m}$$

$$\text{Avec : } M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{ely} \cdot \frac{f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{section de classe 1}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot l)^2} \left(\left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \left(\frac{I_w}{I_z} \right) + \frac{(k+l)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 \cdot Z_g \right)$$

$$C_1 = 1.132$$

$$K=1$$

$$K_w = 1$$

$$Z_g = 0$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$I_w = I_z \left(\frac{h-t_f}{2} \right)^2 = 100.9 \left(\frac{18-0.8}{2} \right)^2 = 7462.56 \text{ cm}^6$$

$$I_t = 4.79 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$M_{cr} = 28.46 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 \times 166.4 \times \frac{275 \times 10^3}{28.46 \times 10^6}} = 1.26 > 0.4$$

→ Il y a risque de déversement

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

$$\text{Avec : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21(1.26 - 0.2) + 1.26^2 \right] = 1.41$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.41 + \sqrt{1.41^2 - 1.26^2}} = 0.49$$

$$M_{b,rd} = \frac{0.49 \times 1 \times 166.4 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 1114.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 16.42 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 20.39 \text{ KN.m}$$

4.3.3 Phase finale (calcul mixte)

Les charges permanentes (G)

$$G_{profilé} \dots \dots \dots 0.188 \text{ KN/m}$$

$$\text{Dalle en béton armé (e = 12cm)} \dots \dots \dots 3 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Coffrage perdu HiBond} \dots \dots \dots 0.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Revêtements} \dots \dots \dots 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Cloisons} \dots \dots \dots 0.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Divers} \dots \dots \dots 0.2 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{dalle} + G_{coffrage} + G_{Rev} + G_{Cloisons} + G_{divers} = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'exploitations (Q)

$$\text{Surcharge de d'exploitation} \dots \dots \dots 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison de charge

- **ELU**

$$q_u = 1.35G_{profilé} + (1.35G + 1.5Q) \times e_{solive}$$

$$q_u = 1.35 \times 0.188 + (1.35 \times 5.10 + 1.5 \times 2.5) \times 1.4 = 15.14 \text{KN/m}$$

- **ELS**

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} = 0.188 + (5.10 + 2.5) \times 1.4 = 10.83 \text{KN/m}$$

4.3.3.1 Vérification de la résistance

- **Moment fléchissant**

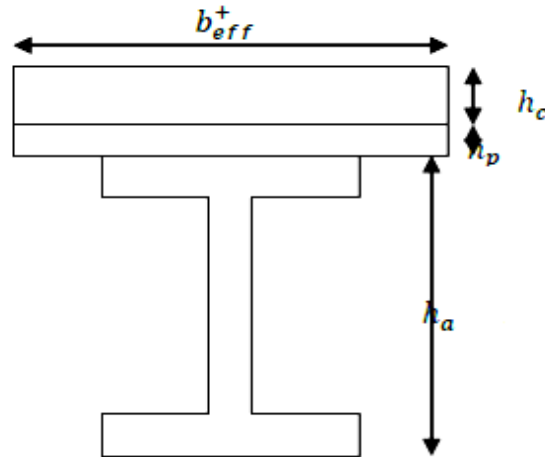


Figure 4-3 largeur effective de la dalle

On a : $h_p = 5.5 \text{cm}$; $h_c = 6.5 \text{cm}$; $h_b = 12 \text{cm}$; $h_a = 18 \text{cm}$

$$R_a = 0.95A \cdot f_y = 0.95 \times 2390 \times 275 \times 10^{-3} = 624.49 \text{KN}$$

$$R_b = (h_c \times b_{eff}) \frac{0.85 \times f_{ck}}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{mb} = 1.5$$

$$f_{ck} = 25 \text{N/mm}^2$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{4} = \frac{8}{4} = 2 \text{m} \\ e = 1.4 \text{m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.4 \text{m}$$

$$R_b = (65 \times 1400) \frac{0.85 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 1289.17 \text{KN}$$

$R_b > R_a$ AN est dans la dalle

$$M_{plRd} = R_a \left[\frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - \frac{R_a}{R_b} \times \frac{h_c}{2} \right]$$

$$M_{plRd} = 624.49 \left[\frac{0.18}{2} + (0.065 + 0.055) - \frac{624.49}{1289.17} \times \frac{0.065}{2} \right] = 121.31 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.14 \times 8^2}{8} = 121.12 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 121.12 \text{KN.m} < M_{plRd} = 121.31 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.14 \times 8}{2} = 60.56 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 60.65 \text{KN} < V_{Rd} = 162.38 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 60.65 \text{KN} < 50\% V_{Rd} = 81.19 \text{KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moments fléchissant. donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance a la flexion .

- **La flèche**

$$f_y = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I_c = \frac{A_a (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1 + nv)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times n} + I_{y(acier)}$$

$$v = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{2390}{1400 \times 65} = 0.026$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2390(65 + 2 \times 55 + 180)^2}{4(1 + 15 \times 0.026)} + \frac{1400 \times 65^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4 = 6947.86 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$f_f = \frac{5 \times 10.83 \times 8000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 6947.86 \times 10^4} = 39.58 \text{mm}$$

$$f_y = 39.58 \text{mm} < f_{adm} = 32 \text{mm}$$

Condition de la fleche n'est pas vérifiée donc on augmente la section deu profilé

Donc on prend IPE200

$$v = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{2850}{1400 \times 65} = 0.031$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2850(65 + 2 \times 55 + 200)^2}{4(1 + 15 \times 0.031)} + \frac{1400 \times 65^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4 = 8995.87 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$f_f = \frac{5 \times 10.83 \times 8000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 8995.87 \times 10^4} = 26 \text{mm}$$

$$f_f = 26 \text{mm} < f_{adm} = 32 \text{mm}$$

$$f_{con} = \frac{5 \times 5.96 \times 4000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 4.8 \text{mm} = 0.48 \text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{4000}{250} = 16 \text{mm} = 1.6 \text{cm}$$

$$f_{con} = 0.48 \text{cm} < f_{adm} = 1.6 \text{cm}$$

$$f_{max} = f_{con} + f_f = 0.48 + 2.6 = 3.08 \text{cm} < f_{adm} = 32 \text{mm}$$

4.3.3.2 Vérifications au déversement

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la solive est maintenue latéralement par le béton dur ce qui empêche la production de ce phénomène

Conclusion

Le profilé IPE200 vérifie toutes les conditions de résistance , rigidité et déversement, donc on opte pour les deux types des solives de plancher un **IPE200**

4.3.3.3 Calcul des connecteurs

Les connecteurs sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison entre la dalle du béton et la solive.

L'avantage des goujons connecteurs

L'avantage des goujons est de combiner une rigidité relativement élevée avec une grande capacité de déformation. En effet, par rapport à des cales, les goujons à tête peuvent être disposés avec un espacement suffisant qui facilite grandement leur utilisation.

L'inconvénient des goujons connecteurs

Il est lié au problème de soudabilité particulièrement lors de l'utilisation de tôles galvanisées ou de semelles de poutres peintes mais également en présence d'eau entre la tôle profilée et la semelle.

Nombre de connecteurs

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé de calcul déterminer (section 6.2 EC.4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{rd} section (6.3 Ou 6.5 EC4) :

$$Nbr \geq \frac{R_L}{P_{rd}}$$

$$R_L = \inf(R_a ; R_b) \\ R_L = R_a = 744.04KN$$

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_s} \\ 0.8 \cdot f_u \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_s} \end{array} \right.$$

Nervures perpendiculaire aux poutre principale

Avec :

$$K_t = \frac{0.85}{\sqrt{n_c}} \times \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right]$$

$$K_t = \frac{0.85}{\sqrt{2}} \times \frac{88.5}{55} \left[\frac{65}{55} - 1 \right] = 0.28 < 1$$

Les connecteurs choisis sont des goujons à têtes soudées avec :

$$h = 65mm$$

$$d = 20mm$$

$$\text{On a : } P_{rd} = \min\{P_{rd1} ; P_{rd2}\} \dots \dots \dots [EC04 \text{ art (6.3.2.1)}]$$

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{65}{20} + 1 \right) = 0.85$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 0.29 \times \alpha \times d \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_0} = 0.29 \times 0.85 \times 20^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 68.87KN \\ P_{rd2} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4 \times \gamma_0} = 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 20^2}{4 \times 1.25} = 90.47KN \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 0.28 \times 68.87 = 19.28 \text{KN}$$

$$N_{br} > \frac{744.04}{19.28} = 38.5 \Rightarrow 39 \text{Goujons} \Rightarrow \frac{1}{2} \text{poutre}$$

78Goujons dans toute la poutre

$$E_{min} = 5 \times d = 5 \times 20 = 100 \text{mm}$$

$$E_{max} = 6h_b = 6 \times 65 = 390 \text{mm}$$

$$E_{min} < \frac{L}{nbr - 1} = \frac{8000}{39 - 1} = 210 \text{mm} < E_{max}$$

On opte un espacement 200mm entre les goujons

4.3.4 Pré dimensionnement poutre principale

a) Phase de construction

Les charges permanentes (G)

Poids propre du profil estimé IPE200... ..0.224KN/m

Dalle en béton armé ($e = 12 \text{cm}$)3KN/m²

Coffrage perdu Hi Bond0.10KN/m²

La charge d'exploitations (Q)

Surcharge de construction (ouvrier)1KN/m²

Calcul des réactions des solives

ELU

$$q_u = 8.26 \text{KN/ml}$$

$$R_u = \frac{8.26 \times 8}{2} = 33.05 \text{KN}$$

$$2R_u = 66.1 \text{KN}$$

ELS

$$q_{ser} = 5.96 \text{KN/ml}$$

$$R_{ser} = \frac{5.96 \times 8}{2} = 23.86 \text{KN}$$

$$2R_{ser} = 47.72 \text{KN}$$

Combinaisons de charges

ELU

$$q_u = 1.35 \times (G_p + (G_b + G_{Hibond}) \times b_s) + 1.5 \times Q \times b_s$$

$$q_u = 1.35 \times (0.224 + (3 + 0.10) \times 0.1) + 1.5 \times 1 \times 0.1 = 0.87 \text{KN/ml}$$

ELS

$$q_s = (G_p + (G_b + G_{Hibond}) \times b_s) + Q \times b_s$$

$$q_s = (0.224 + (3 + 0.10) \times 0.1) + 1 \times 0.1 = 0.634 \text{KN/ml}$$

• La flèche

$$f_y = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{63 P L^3}{1000 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq 250 \left(\frac{5 \times 0.634 \times 7000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5} + \frac{63 \times 47.72 \times 10^3 \times 7000^2}{1000 \times 2.1 \times 10^5} \right)$$

$$I_y \geq 17874.188 \text{cm}^4$$

D'après tableau des profilés on prends IPE400

$$\text{avec : } \begin{cases} I_y = 23139 \text{cm}^4 \\ W_{pl} = 1307 \text{cm}^3 \end{cases}$$

Combinaisons de charges

ELU

$$q_u = 1.35 \times (G_p + (G_b + G_{Hibond}) \times b_s) + 1.5 \times Q \times b_s$$

$$q_u = 1.35 \times (0.663 + (3 + 0.10) \times 0.18) + 1.5 \times 1 \times 0.18 = 1.92 \text{KN/ml}$$

ELS

$$q_s = (G_p + (G_b + G_{Hibond}) \times b_s) + Q \times b_s$$

$$q_s = (0.663 + (3 + 0.10) \times 0.18) + 1 \times 0.18 = 1.40 \text{KN/ml}$$

4.3.4.1 Vérification de la résistance

- **Moment fléchissant**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3PL}{5} = \frac{1.92 \times 7^2}{8} + \frac{3 \times 66.1 \times 7}{5} = 289.38 \text{KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 326.75 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 289.38 \text{KN.m} < M_{Rd} = 326.75 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} = 4R_u + \frac{q_u \times l}{2} = 132.2 + \frac{1.92 \times 7}{2} = 138.92 \text{KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{4269 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 677.79 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 138.92 \text{KN} < V_{Rd} = 677.79 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 138.92 \text{KN} < 50\% V_{Rd} = 338.89 \text{KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moments fléchissant. donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance a la flexion .

- **La flèche**

$$f_{con} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{63PL^3}{1000 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_{con} = \frac{5 \times 1.4 \times 7000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 23139 \times 10^4} + \frac{63 \times 47.72 \times 7000^3 \times 10^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 23139 \times 10^4}$$

$$f_{con} = 22.12 \text{mm} = 2.2 \text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{7000}{250} = 28 \text{mm} = 2.8 \text{cm}$$

$$f_{con} = 2.2 \text{cm} < f_{adm} = 2.8 \text{cm}$$

4.3.4.2 Vérifications au déversement

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue latéralement par les solives ce qui empêche le phénomène de se produire.

4.3.5 Phase finale (calcul mixte)

Les charges permanentes (G)

Poids propre du profilé IPE400... ..	0.663KN/m
Dalle en béton armé ($e = 12cm$)	3KN/m ²
Coffrage perdu Hi Bond	0.10KN/m ²
Revêtements... ..	1KN/m ²
Cloisons... ..	0.8KN/m ²
Divers	0.2KN/m ²

$$G_{dalle} + G_{coffrage} + G_{Rev} + G_{Cloisons} + G_{divers} = 5.1KN/m^2$$

La charge d'exploitations (Q)

Surcharge de d'exploitation... ..	2.5KN/m ²
-----------------------------------	----------------------

Calcul des réactions des solives

ELU

$$q_u = 15.20KN/ml$$

$$R_u = \frac{15.20 \times 8}{2} = 60.8KN$$

$$2R_u = 121.6KN$$

ELS

$$q_{ser} = 10.82KN/ml$$

$$R_{ser} = \frac{10.82 \times 8}{2} = 43.28KN$$

$$2R_{ser} = 86.56KN$$

Combinaisons de charges

ELU

$$q_u = 1.35 \times (G_p + (G_{tot} \times b_s)) + 1.5 \times Q \times b_s$$

$$q_u = 1.35 \times (0.663 + (5.1 \times 0.18)) + 1.5 \times 2.5 \times 0.18 = 2.80KN/ml$$

ELS

$$q_s = (G_p + (G_{tot} \times b_s)) + Q \times b_s$$

$$q_s = (0.663 + (5.1 \times 0.18)) + 2.5 \times 0.18 = 2.03KN/ml$$

4.3.5.1 Vérification de la résistance

- Moment fléchissant

$$R_a = 0.95A \cdot f_y = 0.95 \times 8458 \times 275 \times 10^{-3} = 2207.56KN$$

$$R_b = (h_c \times b_{eff}) \frac{0.85 \times f_{ck}}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{mb} = 1.5$$

$$f_{ck} = 25N/mm^2$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L_0}{8} = \frac{7}{8} = 1.75m \right.$$

$$b = 8m$$

$$b_{eff} = 1.75m$$

$$R_b = (65 \times 1750) \frac{0.85 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 1611.46KN$$

$$R_b < R_a$$

$$R_w = 0.95f_y A_w$$

$$A_w = (h - 2t_f) \times t_w$$

$$A_w = (400 - 2 \times 13.5) \times 8.6 = 3207.8 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 0.95 \times 275 \times 3207.8 \times 10^{-3} = 838.04 \text{ KN}$$

$R_b > R_w$ AN dans la semelle

$$M_{plRd} = R_a \left(\frac{h_a}{2} \right) + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

$$M_{plRd} = 2207.56 \left(\frac{0.40}{2} \right) + 1611.46 \left(\frac{0.065}{2} + 0.055 \right) = 582.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3PL}{5} = \frac{2.8 \times 7^2}{8} + \frac{3 \times 121.6 \times 7}{5} = 527.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 527.87 \text{ KN.m} < M_{plRd} = 582.51 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} = 4R_u + \frac{q_u \times l}{2} = 243.2 + \frac{2.8 \times 7}{2} = 253 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{4269 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 677.79 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 253 \text{ KN} < V_{Rd} = 677.79 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 253 \text{ KN} < 50\%V_{Rd} = 338.89 \text{ KN}$$

- **La flèche**

$$f_f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{63PL^3}{1000 \times E \times I_c} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_c = \frac{A_a(h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1 + nv)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times n} + I_{y(acier)}$$

$$v = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{8450}{1750 \times 65} = 0.074$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{8450(65 + 2 \times 55 + 400)^2}{4(1 + 15 \times 0.074)} + \frac{1750 \times 65^3}{12 \times 15} + 23139 \times 10^4 = 56507.67 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_f = \frac{5 \times 2.03 \times 7000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 56507.67 \times 10^4} + \frac{63 \times 86.56 \times 7000^3 \times 10^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 56507.67 \times 10^4}$$

$$f_f = 16.2 \text{ mm}$$

$$f_f = 16.2 \text{ mm} < f_{adm} = 40 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_{con} + f_f = 22.12 + 16.2 = 38.32 \text{ mm} > f_{adm} = 28 \text{ mm}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on augmente la section

On prends IPE450

$$I_y = 3370 \text{ cm}^4$$

$$v = \frac{9880}{1750 \times 65} = 0.087$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{9880(65 + 2 \times 55 + 450)^2}{4(1 + 15 \times 0.087)} + \frac{1750 \times 65^3}{12 \times 15} + 33740 \times 10^4 = 75865.73 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_f = \frac{5 \times 2.22 \times 7000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 75865.73 \times 10^4} + \frac{63 \times 86.56 \times 7000^3 \times 10^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 75865.73 \times 10^4}$$

$$f_f = 12.17 \text{ mm}$$

$$f_{con} = \frac{5 \times 1.55 \times 7000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} + \frac{63 \times 47.72 \times 7000^3 \times 10^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4}$$

$$f_{con} = 0.7mm$$

$$f_{max} = f_{con} + f_f = 12.17 + 0.7 = 12.87mm < f_{adm} = 28mm$$

4.3.5.2 Vérification des connecteurs

Nombre de connecteurs

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé de calcul déterminer

(section 6.2 EC.4), devise par la résistance de calcul d'un connecteur P_{rd} section (6.3 Ou 6.5 EC4) :

$$Nbr \geq \frac{R_L}{P_{rd}}$$

$$R_L = \inf(R_a; R_b)$$

$$R_L = R_a = 744.04KN$$

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_s} \\ 0.8 \cdot f_u \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_s} \end{array} \right.$$

Nervures parallèles aux poutre principale

Avec :

$$K_t = 0.6 \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right]$$

$$K_t = 0.6 \frac{88.5}{55} \left[\frac{65}{55} - 1 \right] = 0.18 < 1$$

Les connecteurs choisis sont des goujons à têtes soudées avec :

$$h = 65mm$$

$$d = 20mm$$

$$\text{On a : } P_{rd} = \min\{P_{rd1}; P_{rd2}\} \dots \dots \dots [EC04 \text{ art (6.3.2.1)}]$$

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{65}{20} + 1 \right) = 0.85$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 0.29 \times \alpha \times d \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_0} = 0.29 \times 0.85 \times 20^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 68.87KN \\ P_{rd2} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4 \times \gamma_0} = 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 20^2}{4 \times 1.25} = 90.47KN \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 0.18 \times 68.87 = 12.39KN$$

$$N_{br} > \frac{1611.46}{12.39} = 130 \Rightarrow 130 \text{ Goujons} \Rightarrow \frac{1}{2} \text{ poutre}$$

260 Goujons dans toute la poutre

$$E_{min} = 5 \times d = 5 \times 20 = 100mm$$

$$E_{max} = 6h_b = 6 \times 65 = 390mm$$

$$E_{min} < \frac{L}{nbr - 1} = \frac{7000}{130 - 1} = 103.89mm < E_{max}$$

On opte un espacement 100mm entre les goujons

Conclusion

D'après notre étude du plancher mixte de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivant :

- Solive : **IPE200**
- Poutre maitresse : **IPE450**
- Poutre secondaire : **IPE200**

4.4 ETUDE DES ESCALIERS

4.4.1 Introduction

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'embranchement, largeur des marches

S'appellent giron (g) et la hauteur contre marche (h).

4.4.2 Définition

- **Un palier** : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Une volée** : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Un limon** : élément incliné supportant les marches. Pour les limons, on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.
- **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.

4.4.3 Choix des dimensions

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

La hauteur de l'étage : $h = 6m$

Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $4.54 \times 2.5m^2$

Les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :

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

$60 \leq 2H + G \leq 66cm$ (Formule de BLONDEL).

On dispose de 02 volées la hauteur de chacune est :

$$h' = \frac{h}{2} = \frac{600cm}{2} = 300cm$$

- La largeur de la volée est : $L' = 115cm$
- On admet une hauteur de marche de $H = 17.6cm$

Alors le nombre des marches (n) est : $n = \frac{h'}{H} = \frac{300}{17.6} = 17marches$

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

Vérification de la formule de **BLONDEL** :

$$60 \leq 2H + G \leq 66\text{cm} \Rightarrow 60 \leq 2 \times 17.6 + 30 \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée}). \checkmark$$

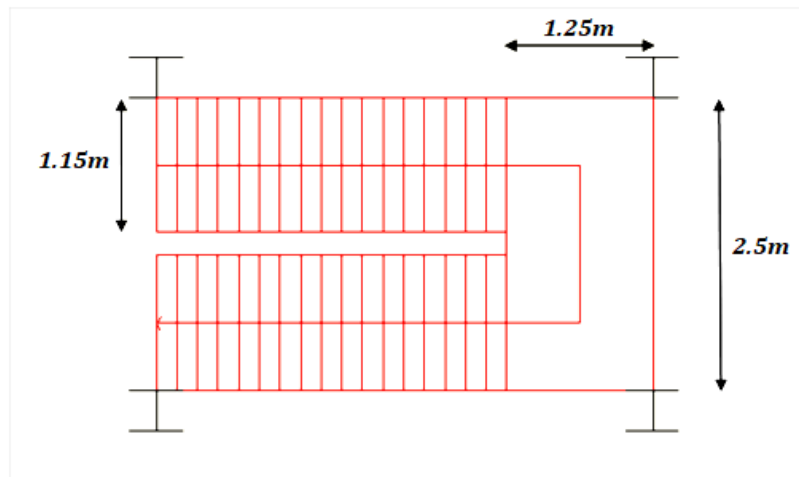


Figure 4-4 Les dimensions de l'escalier du plancher

4.4.4 Calcul des marches

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des Cornières jumelées ($40 \times 40 \times 4$) soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches ($40 \times 40 \times 4$), ces derniers sont boulonnés avec le limon.

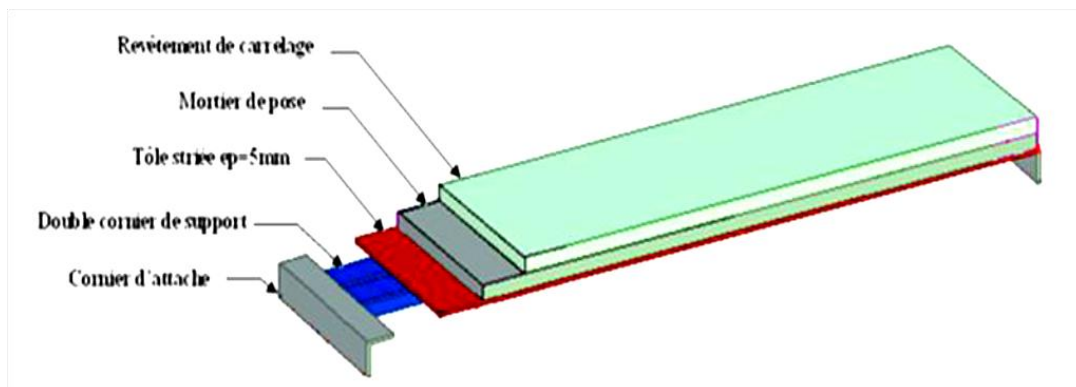


Figure 4-5 les composantes d'escalier en construction métallique.

4.4.4.1 Evaluation des charges

La marche est soumise aux charges et surcharges suivantes :

- **La charge permanente :**

La tôle : $G_1 = 39.25 \times 0.3 = 11.77\text{daN/ml}$

Le mortier de pose : $G_2 = 40 \times 0.3 = 12\text{daN/ml}$

Le revêtement : $G_3 = 40 \times 0.3 = 12\text{daN/ml}$

Les cornières : $G_4 = 2 \times 2.5 = 5\text{daN/ml}$

Total : $G = 40.77\text{daN/ml}$

- **La surcharge d'exploitation :**

$$p = 250 \text{ daN/ml}$$

$$Q = p \times g = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 75 \text{ daN/ml}$$

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 167.54 \text{ daN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 115.77 \text{ daN/ml}$$

4.4.4.2 La vérification

- **La flèche**

Les cornières jumelées doivent satisfaire la condition de la flèche suivante :

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

Avec :

l : la longueur des cornières

I_y : l'inertie des cornières jumelées

$$f_y = \frac{5 \times 115.77 \times 10^{-3} \times 1150^4}{384 \times 21000 \times 16.7 \times 10^4} = 0.75 \text{ mm} < \frac{1150}{250} = 4.60 \text{ mm} \dots \dots$$

(Condition vérifiée)

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{167.54 \times 1.15^2}{8} = 27.69 \text{ daN.m} = 0.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4.47 \times 27.5}{1.1} = 111.75 \text{ daN.m} = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.27 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 1.12 \text{ KN.m}$$

4.4.5 Calcul de limon

Après une succession de calcul, nous avons choisi par estimation ; le profilé UPN 160 convient comme un limon de la volée d'escalier.

Les caractéristiques de l'UPN160 :

$$L = 4.54 \text{ m}$$

$$I_y = 925 \text{ cm}^2$$

$$W_y = 116 \text{ cm}^3$$

4.4.5.1 Evaluation des charges

La charge permanente :

$$\text{La tôle : } G_1 = \frac{1}{2} (39.5 \times 1.15) = 22.56 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Le mortier de pose : } G_2 = \frac{1}{2} (40 \times 1.15) = 23 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Le revêtement : } G_3 = \frac{1}{2} (40 \times 1.15) = 23 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Les cornières : } G_4 = \frac{1}{2} \times \frac{4.84 \times 1.15 \times 17}{4.54} = 10.42 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Le limon (UPN160) : } G_5 = 18.9 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Le garde de corps : } G_6 = 15 \times \frac{4.54}{2} = 34.05 \text{ daN/ml}$$

Avec :

La longueur d'une marche : 1.15m

Le nombre des marches : 17

La longueur totale du limon : 4.54m

$$\text{Total : } G = 131.93 \text{ daN/ml}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

$$p = 250 \text{ daN/ml}$$

$$Q = p \times l' = 250 \times 1.15 = 287.5 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 287.5 \text{ daN/ml}$$

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 609.35 \text{ daN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 419.43 \text{ daN/ml}$$

4.4.5.2 La vérification

- **La flèche :**

Le limon doit satisfaire la condition de la flèche suivante :

$$f_y = \frac{5 \times q_s \cos \alpha \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

α : l'angle d'inclinaison de limon $\alpha = 40^\circ$

$$f_y = \frac{5 \times 419.43 \cos 40^\circ \times 10^{-3} \times 4.54^4}{384 \times 21000 \times 925 \times 10^4} = 9.07 \text{ mm} < \frac{4540}{250} = 18.16 \text{ mm}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cos \alpha l^2}{8} = \frac{609.35 \times \cos 40^\circ \times 4.54^2}{8} = 1193.16 \text{ daN.m} = 11.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{116 \times 27.5}{1.1} = 2900 \text{ daN.m} = 29 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 11.93 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 29 \text{ KN.m}$$

- **La compression**

Pour que le limon résiste à la compression, il faut que :

$$N < N_R$$

N: effort de compression

N_R : effort normal de la plastification

$$N = q_u \sin \alpha \times l = 609.35 \times \sin 40^\circ \times 4.54 = 17.70KN$$

$$N_R = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{24 \times 10^2 \times 27.5}{1.1} = 600KN$$

$$N = 17.70KN < N_R = 600KN$$

- **Effort tranchant**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

$$V_{sd} = q_u \cos \alpha \times \frac{l}{2} = 609.35 \times \cos 40^\circ \times \frac{4.54}{2} = 1051.25daN = 10.51KN$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1224 \times 27.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 17666.91daN = 176.669KN$$

4.4.6 Calcul de palier de repos

Nous avons prévu pour le palier de repos, une tôle striée d'épaisseur 10mm posée sur des poutres UPN100 et 140, comme l'indique la figure ci-dessous :

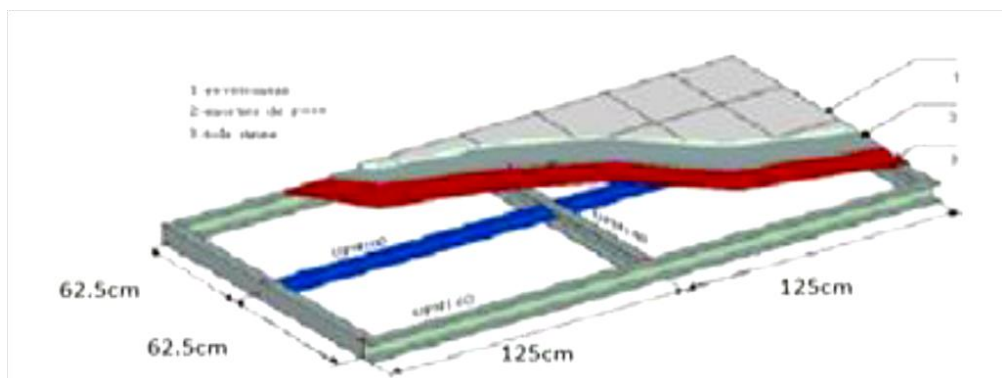


Figure 4-6 Les dimensions de palier de repos.

4.4.6.1 La poutre UPN 100

Cette poutre supporte 1/4 des charges et surcharges de palier de repos. La poutre a les caractéristiques suivantes :

4.4.6.2 Evaluation des charges

-la charge permanente :

$$\text{La tôle : } G_1 = 78.5 \times 0.625 = 49.06daN/m^2$$

$$\text{Le mortier de pose : } G_2 = 40 \times 0.625 = 25daN/m^2$$

$$\text{Le revêtement : } G_3 = 40 \times 0.625 = 25daN/m^2$$

$$\text{La poutre (UPN100) } G_4 = 10.6daN/ml$$

$$\text{Total : } G = 109.66daN/ml$$

-la surcharge d'exploitation :

$$p = 250 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 250 \times 0.625 = 156.25 \text{ daN/ml}$$

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 382.41 \text{ daN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 265.91 \text{ daN/ml}$$

4.4.6.3 La vérification :

- **La flèche :**

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

$$f_y = \frac{5 \times 265.91 \times 10^{-3} \times 625^4}{384 \times 2100 \times 206 \times 10^4} = 0.012 \text{ mm} < \frac{625}{250} = 2.5 \text{ mm}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{382.41 \times 0.625^2}{8} = 18.67 \text{ daN.m} = 0.187 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{41.2 \times 27.5}{1.1} = 1030 \text{ daN.m} = 10 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.187 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 10 \text{ KN.m}$$

4.4.6.4 La poutre UPN140

Cette poutre supporte 1/2 des charges et surcharges de palier de repos. La poutre a les caractéristiques suivantes :

4.4.6.5 Evaluation des charges

-la charge permanente :

$$\text{La tôle : } G_1 = 78.5 \times 1.25 = 98.12 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Le mortier de pose : } G_2 = 40 \times 1.25 = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Le revêtement : } G_3 = 40 \times 1.25 = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{La poutre (UPN140) } G_4 = 16 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Total : } G = 214.12 \text{ daN/ml}$$

-la surcharge d'exploitation :

$$p = 250 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 250 \times 1.25 = 312.5 \text{ daN/ml}$$

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 757.81 \text{ daN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 526.62 \text{ daN/ml}$$

4.4.6.6 La vérification

- **La flèche :**

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

$$f_y = \frac{5 \times 526.62 \times 10^{-3} \times 1250^4}{384 \times 2100 \times 605 \times 10^4} = 0.13 \text{mm} < \frac{1250}{250} = 5 \text{mm}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante :

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{757.81 \times 1.25^2}{8} = 148.01 \text{daN.m} = 1.48 \text{KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{86.4 \times 27.5}{1.1} = 2160 \text{daN.m} = 21.60 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 1.48 \text{KN.m} < M_{Rd} = 21.60 \text{KN.m}$$

Chapitre 5 ETUDE DU PONT ROULANT

5.1 Généralités

Le pont roulant : est un mécanisme de manutention qui permet de faire progresser les charges levées en trois mouvements possibles deux translations horizontales et une translation verticale. Il se compose généralement d'une poutre simple ou composée appelée portée, de deux sommiers sur lesquels se trouvent fixées les extrémités de la poutre (ces sommiers portent également des galets qui permettent au pont de se mouvoir longitudinalement) et d'un chariot mobile le long de la portée qui porte l'engin de levage (treuil).

La voie de roulement : structure porteuse de l'engin de levage, elle est constituée de deux poutres de roulement et leurs supports, les deux poutres parallèles sont surmontées d'un rail spécial et sur lequel circule le pont roulant.

La poutre de roulement : est l'élément porteur longitudinal de la voie (profilé laminé, poutre composée à âme pleine, poutre à treillis), les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues, leurs appuis sont constitués par des corbeaux (console) fixes sur les poteaux de halle.

Les éléments mobiles (crochet, chariot, pont) d'un engin de manutention permettent d'effectuer simultanément trois genres des mouvements :

- Levage : mouvement vertical de la charge levée,
- Direction : mouvement du chariot transversal à la halle,
- Translation : mouvement du pont roulant longitudinal à la halle.

L'étude de la voie de roulement est du ressort de l'ingénieur responsable du projet de la halle. En plus du poids propre de la voie de roulement les actions suivantes doivent être prises en considération lors du dimensionnement de la voie de roulement :

- Actions dues au pont roulant :
 - charges verticales transmises par les galets.
 - effets dynamiques.
 - forces horizontales agissant transversalement à la voie de roulement.
 - forces horizontales agissant dans le sens de la voie de roulement.
- Autres actions :
 - effets du vent.
 - variations de température.

Rails de roulement :

Le rail du pont roulant doit assurer une bonne répartition de la charge des galets sur la surface de contact, il doit également équilibrer une partie de la torsion due à l'excentrement de ces charges. La largeur minimale du rail et le type d'acier sont définis par le fabricant du pont roulant, notamment en fonction des réactions d'appui des galets.

Caractéristiques moyennes du pont utilisé:

Dans notre cas la poutre de roulement supporte deux ponts roulants de 10t donc on a

- 3 ponts de 10t de 22m de portée,
- 3 ponts de 10t de 21m de portée,

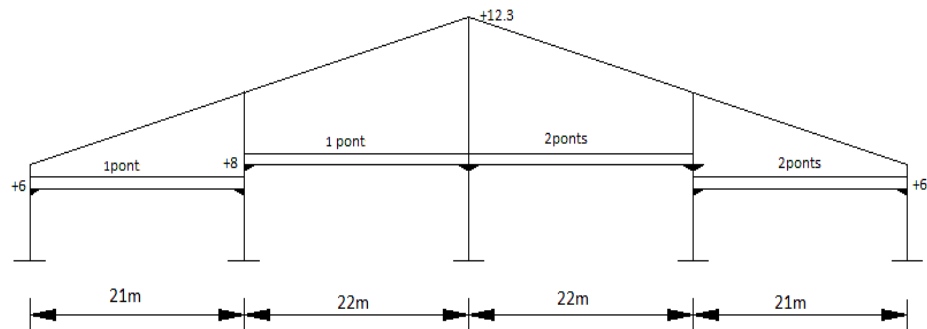


Figure 5-1 Le positionnement des ponts roulants

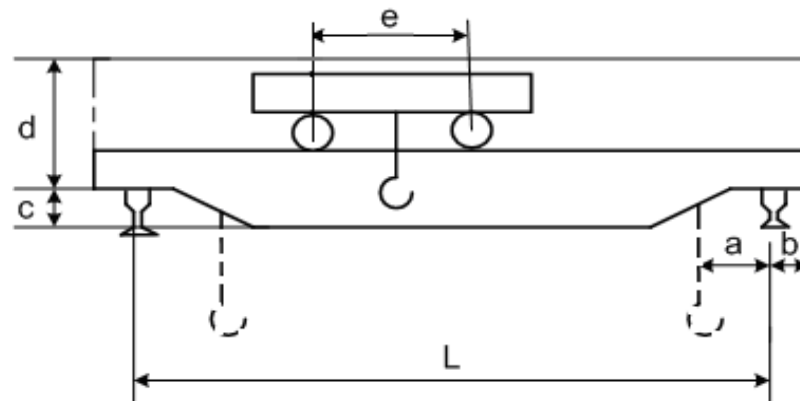


Figure 5-2 présentation de pont roulant.

La poutre principale du pont roulant supporte un chariots et une charge maximale de 10t, les caractéristique du pont roulant sont groupées dans tableau suivant:

Puissance(t)	Portée(m)	e (m)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
10	22	3.8	0.9	0.3	0.55	1.9

Tableau 5.1 Les caractéristiques des ponts roulants

Charge et vitesse

Puissance (t)	Portée (m)	La vitesse (m/min)			Poids (t)		
		levage	direction	translation	pont B	Chariot K	Total B+K
10	22	6	30	70	21	4	25

Tableau 5.2 charges et vitesses de pont roulant.

R_{min} et R_{max} sont respectivement les réaction minimales et maximales sur un galet lorsque le chariot prend la position extrême sur la poutre roulante.

Les coefficients et classement des ponts roulants

Etat des charges levées ou état de contraintes pour un élément	Classe d'utilisation et nombre conventionnel de cycles de levage ou de cycles de contraintes pour un élément			
	A	B	C	D
0- (très léger) $p = 0$	1	2	3	4
1- (léger) $p=1/3$	2	3	4	5
2- (moyen) $p=2/3$	3	4	5	6
3- (lourd) $p=1$	4	5	6	6

Tableau 5.3 coefficients et classement des ponts roulants

Avec :

Etat des charges

- **0-(très léger)** : Appareils soulevant exceptionnellement la charge nominale et couramment des charges très faibles.
- **1-(léger)** : Appareils ne soulevant que rarement la charge nominale et couramment des charges de l'ordre du 1/3 de la charge nominale.
- **2-(moyen)** : Appareils soulevant assez fréquemment la charge nominale et couramment des charges comprises entre 1/3 et 2/3 de la charge nominale.
- **3-(lourd)** : Appareils régulièrement chargés au voisinage de la charge nominale.

Classe d'utilisation

- **A** : utilisation occasionnelle non régulière suivie de longues périodes de repos.
- **B** : utilisation régulière en service intermittent.
- **C** : utilisation en service intensif.
- **D** : utilisation en service intensif sévère assuré, par exemple, à plus d'un poste.

Coefficient de majoration dynamique		
Groupe	Chemin de roulement ψ_1	Support de chemin de roulement ψ_2
1	1.05	1.00
2	1.15	1.05
3	1.25	1.10
4	1.35	1.15

Tableau 5.4 Coefficient de majoration dynamique

5.2 Hypothèses de calcul

- Le pont de notre projet est de classe C (utilisation en service intensif), selon la classification du **CTICM**.
- Le chemin de roulement est abrité (intérieur du hangar), les charges climatiques ne sont donc pas prises en compte.
- La poutre de roulement est composée de deux travées de 8m chacune.
- La structure métallique est en acier S 275 ($F_y = 27.5 \text{ dan/mm}^2$)
- Le rail de A65 de caractéristiques :

Rail	Poids (kg)	Surface (cm ²)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	W_y (cm ³)	W_z (cm ³)
A65	43.5	55.4	609	327	69.6	73.7

Tableau 5.5 caractéristiques du rail A65

5.3 Calcul de la poutre de roulement

L'étude des actions dues à un pont roulant sur la voie de roulement nécessite la décomposition du cheminement des forces à partir de leur point d'application jusqu'aux fondations de la structure porteuse, à savoir verticalement, transversalement et longitudinalement.

Dans notre cas le pont roulant appartient à la catégorie 3 : $\psi_1 = 1.25, C = 0.2,$
 $\psi_2 = 1.10$

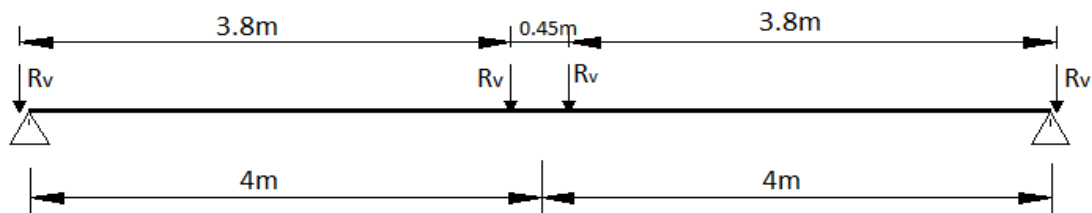


Figure 5-3 Les réactions du pont roulant

➤ Réactions du pont roulant sur un galet :

- Charges verticales :

R_{max} : charge maximale statique = 120Kn.

R_{min} : charge minimale statique = 55Kn.

$R_{1,max}$: charge maximale dynamique.

$R_{1,min}$: charge minimale dynamique.

- Charge horizontale longitudinale :

$H_{L,max}$: charge maximale.

$H_{L,min}$: charge minimale.

- Charge horizontale transversale :

$H_{T,max}$: charge maximale.

$H_{T,min}$: charge minimale.

Charge (KN)	Max	Min
R	120	55
R_1	$\psi_1 \cdot R_{max} = 1.25 \times 120$ 150	$\psi_1 \cdot R_{min} = 1.25 \times 55$ 68.75
H_L	$C \cdot R_{max} = 0.2 \times 120$ 24	$C \cdot R_{min} = 0.2 \times 55$ 11
H_T	$\frac{1}{10} \cdot R_{max} = \frac{1}{10} \times 120$ 12	$\frac{1}{10} \cdot R_{min} = \frac{1}{10} \times 55$ 5.5

Tableau 5.6 Les charges du pont roulant

Remarque

la réaction verticale est supposée appliquée avec une excentricité horizontale de $\frac{1}{4}$ de largeur de rail, et la réaction transversale avec une excentricité verticale par rapport au-dessus de la semelle de la poutre de roulement, égale à la hauteur du rail. Cette hypothèse permet de tenir compte des tolérances de l'exécution du pont roulant, ainsi que de l'usure du rail.

Ces excentricités provoquent un moment de torsion qui sollicite la poutre de roulement.

-La réaction longitudinale est appliquée au droit du galet moteur.

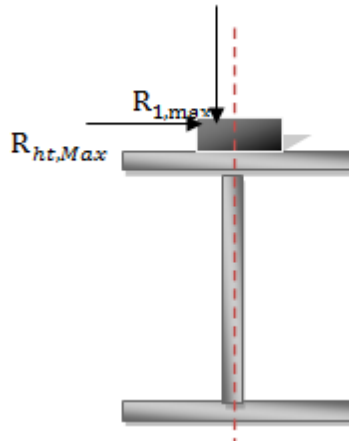


Figure 5-4 Les charges appliquées sur la poutre de roulement

5.3.1 Pré dimensionnement de la poutre de roulement

➤ Fleche verticale :

La limitation de la flèche verticale de la poutre de roulement, garantit une certaine rigidité de la poutre de roulement et permet un bon fonctionnement mécanique du pont roulant. Les valeurs caractéristiques des actions à considérer pour cette flèche sont les forces verticales sur les galets calculées sans coefficient dynamique.

- Les charges verticales appliquées sur la poutre de roulement sont comme suit :

- $R_{max}=120\text{KN}$ (Effort verticale statique)

-poids du profilé **HEA 100** estimé : $G_p=16.7\text{kg/ml}$.

-poids de rail A65 : $G_{rail}=43.5\text{kg/ml}$.

-charge des accessoires : $G_1=10\%$ ($G_p + G_{rail}$)= 30.65kg/ml

Donc : $G_T = G_p + G_{rail} + G_1 = 91\text{kg/ml}$

$$\delta_v = \frac{R_{max}(l-e)[3l^2 - (l-e)^2]}{48EI_y} + \frac{5G_T l^4}{384EI_y} \leq \delta_{adm} = \frac{l}{750}$$

$$I_y \geq \frac{750}{l} \left(\frac{R_{max}(l-e)[3l^2 - (l-e)^2]}{48E} + \frac{5G_T l^4}{384E} \right)$$

$$I_y \geq \frac{750}{800} \left(\frac{120 \cdot 10^3 (800 - 45)[3 \times 800^2 - (800 - 45)^2]}{48 \times 2.1 \times 10^4} + \frac{5 \times 0.91 \times 800^4}{384 \times 2.1 \times 10^4} \right)$$

$I_y \geq 113984.426\text{cm}^4 \rightarrow$ ce qui correspond a un **HEB 550**

Dont les caractéristiques sont les suivantes :

profilé	Poids Kg/ml	h mm	b mm	A cm ²	t _f mm	t _w mm	I _y mm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ely} cm ³	W _{elz} cm ³
HEB550	199	550	300	254.1	29	15	136700	13080	4971	871.8

Tableau 5.7 Caractéristiques de profilé HEB550

➤ Flèche horizontale :

La limitation de la flèche horizontale permet d'éviter le déraillement du pont roulant.

On doit en général considérer uniquement le moment d'inertie en flexion horizontale de la semelle supérieure du profilé, étant donné que la force est appliquée au niveau de l'aile supérieure cette partie constitue souvent l'élément faible de la poutre.

$$\delta_H = \frac{H_{T.max}(l - e)[3l^2 - (l - e)^2]}{48EI_z} \leq \frac{l}{750}$$

$$\text{Avec : } I_z = \frac{t_f \cdot b^3}{12} = \frac{2.9 \times 30^3}{12} = 6525 \text{ mm}^4$$

$$\delta_H = \frac{12 \times 10^3 (8000 - 450)(3 \times 8000^2 - (8000 - 450)^2)}{48 \times 21 \times 10^4 \times 6525 \times 10^4}$$

$$\delta_H = 1.86 \text{ cm} > \frac{800}{750} = 1.07 \text{ cm}$$

→ Condition de la flèches horizontale n'est pas vérifiée donc on doit renforcer la semelle supérieure par des cornières qui seront dimensionnées la flèche horizontale .

P.D.R avec renfort : L100×100×8

$$I_z = \frac{t_f \cdot b^3}{12} + 2[I_0 \text{ cornière} + Sd^2]$$

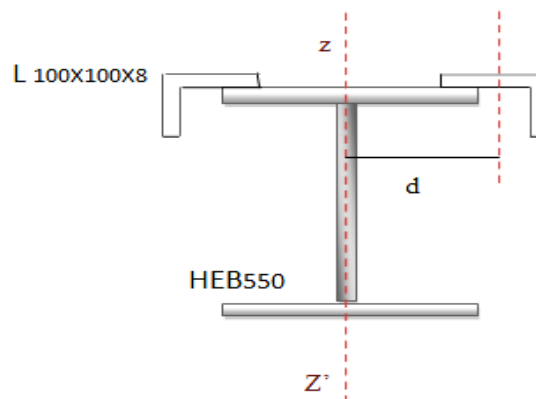


Figure 5-5 P.D.R avec renforcement

Avec :

$$-I_0 \text{ cornière} = 144.8 \text{ cm}^4$$

$$-S = 15.51 \text{ cm}^2$$

$$-d = 19.26 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_z = \frac{2.9 \times 30^3}{12} + 2[144.8 + 15.51 \times 19.26^2] = 18321.93 \text{ cm}^4$$

→ la nouvelle flèche horizontale après renforcement de la semelle supérieure est :

$$\delta_H = \frac{12 \times 10^3 (8000 - 450)(3 \times 8000^2 - (8000 - 450)^2)}{48 \times 21 \times 10^4 \times 18321.93 \times 10^3}$$

$$\delta_H = 0.66 \text{ cm} < 1.07 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

5.3.2 Les caractéristiques de la section globale

➤ Centre de gravité :

$$y_G = 22 \text{ cm}$$

$$z_G = 30.34 \text{ cm}$$

➤ Moments d'inerties :

$$I_z = 24860.23 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 151386.45 \text{ cm}^4$$

➤ Modules élastiques :

$$W_{ply} = \frac{I_y}{z_G} = \frac{151386.45}{30.34} = 4989.67 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = \frac{I_z}{y_G} = \frac{24860.23}{22} = 1130.01 \text{ cm}^3$$

5.4 Les vérifications

5.4.1 Les contraintes

➤ Verticales

Une poutre de roulement étant une structure porteuse sollicitée dynamiquement et de façons répétées, la méthode de calcul élastique est généralement appliquée (calcul élastique des efforts intérieurs et calcul élastique de la résistance des sections).

➤ Moment maximale du a la charge roulante :

$$\text{On a : } e = 0.45\text{m} < 0.586l = 4.688\text{m}$$

→ le théorème de **BARRE** est applicable.

D'après le théorème le moment max est à : $x_0 = \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4}\right)$

$$x_0 = \left(\frac{8}{2} - \frac{0.45}{4}\right) = 3.8875\text{m}$$

$$M_{f \max} = \frac{2 \cdot R_{1 \max}}{l} \cdot x_0^2 = \frac{2 \times 150}{8} \times 3.8875^2 = 566.72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{cr,v} = \frac{M_{f \max}}{W_{ply}} = \frac{566.72 \times 10^5}{4989.67 \times 10^3} = 11.35 \text{ dan/mm}^2 < 27.5 \text{ dan/mm}^2$$

Vérfié

➤ Moment maximal du au poids propre :

$$-G_T + 2G_{cornière} = 273.15 + 2 \times 12.2 = 297.55 \text{ kg/ml}$$

• Moment à mi-travée :

$$M_{1 \max} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{297.55 \times 8^2}{8} = 2380.4 \text{ dan.m}$$

$$\sigma_{cr,p} = \frac{M_{1 \max}}{W_{ply}} = \frac{2380.4 \times 10^3}{4989.67 \times 10^3} = 0.477 \text{ dan/mm}^2 < 27.5 \text{ dan/mm}^2$$

• Moment max pondéré :

$$M_v \max = 1.5M_{f \max} + 1.35M_{1 \max}$$

$$M_v \max = 1.5 \times 566.72 + 1.35 \times 2380.4 = 88221.54 \text{ daN.m}$$

Donc la contrainte verticale est égale :

$$\sigma_v = \frac{M_v \max}{W_{ply}} = \frac{88221.54 \times 10^3}{4989.67 \times 10^3}$$

$$\sigma_v = 17.68 \text{ daN/mm}^2 < 27.5 \text{ daN/mm}^2$$

➤ Horizontale

Le moment M_t provoqué par l'excentricité des forces R_v et H_T est déposé en deux forces horizontales H_{T1} et H_{T2} appliquées dans l'axe des semelles

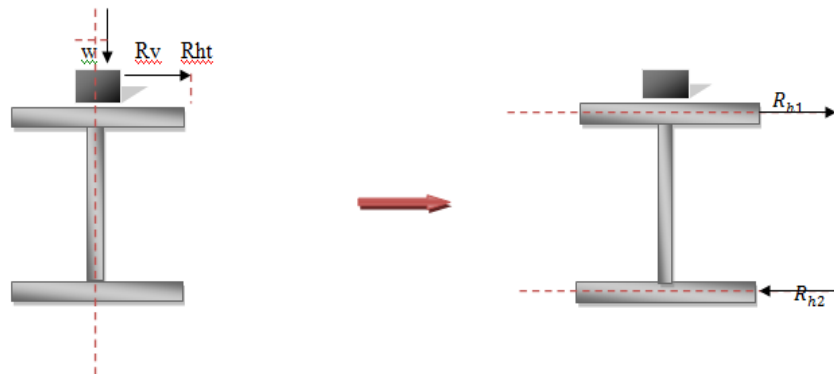


Figure 5-6 Les forces R_v et H_T dans l'axe des semelles

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{1 \max} = 150 \text{ KN} \\ H_{T \max} = 12 \text{ KN} \\ h = 550 \text{ mm} \\ h_{\text{rail}} = 75 \text{ mm} \\ b_{\text{rail}} = 65 \text{ mm} \\ w = \frac{b_{\text{rail}}}{4} = 16.25 \text{ mm} \end{array} \right.$$

➤ Calcul de la réaction horizontale :

$$H_{T1} = \frac{w \times R_{1 \max} + H_{T \max} (b_{\text{rail}} + h + \frac{t_f}{2})}{(h + t_f)}$$

$$H_{T1} = \frac{16.25 \times 150 + 12(65 + 550 + \frac{29}{2})}{550 + 29} = 17.25 \text{ KN}$$

Le moment max est donné par la méthode de **BARRE** :

$$M_{H \max} = \frac{H_{T1} (l - \frac{e}{2})^2}{2l} = \frac{1725 (8 - \frac{0.45}{2})^2}{2 \times 8} = 6517.33 \text{ daN.m}$$

La semelle supérieure avec le renfort, qui résistent aux efforts horizontaux :

$$\sigma_H = \frac{M_{H \max}}{\left(\frac{I}{y_G}\right)} = \frac{6517.33 \times 10^3}{\frac{18321.93 \times 10^4}{220}} = 7.83 \text{ daN/mm}^2 < 27.5 \text{ daN/mm}^2$$

Moment max pondéré :

$$M_{H \max} = 1.5 \times 6517.33 = 9775.995 \text{ daN/mm}^2$$

5.4.2 Contraintes de cisaillement (cisaillement dans l'âme)

L'effort tranchant est maximal quand le galet vient au droit de l'appui sous charges dynamiques.

- Verticale :

➤ Contraintes dues à la charge roulante :

$$T_v \max = R_{1 \max} + \frac{R_{1 \max} (7.55 + 3.75)}{l}$$

$$T_v \max = 150 + \frac{150(7.55 + 3.75)}{8} = 21187.5 \text{ daN}$$

$$\tau_{cr,v} = \frac{T_v \max}{A_{ame}} = \frac{T_{max}}{(h - 2t_f)t_w}$$

$$\tau_{cr,v} = \frac{21187.5}{(550 - 2 \times 29)15} = 2.87 \text{ daN/mm}^2$$

$$\tau_{cr,v} = 2.87 \text{ daN/mm}^2 < \tau_{adm} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{27.5}{\sqrt{3}} = 15.88 \text{ daN/mm}^2$$

➤ Contraintes dues à la charge permanente :

$$T_v \max = \frac{G \times l}{2} = \frac{297.55 \times 8}{2} = 1190.2 \text{ daN}$$

$$\tau_{cr,p} = \frac{T_v \max}{A_{ame}} = \frac{1190.2}{(550 - 2 \times 29)15} = 0.161 \text{ daN/mm}^2$$

$$\tau_{cr,p} = 0.161 \text{ daN/mm}^2 < 15.88 \text{ daN/mm}^2$$

• Horizontale :

$$T_H \max = H_{T1} + \frac{H_{T1}(7.55 + 3.75)}{l}$$

$$T_H \max = 1725 + \frac{1725(7.55 + 3.75)}{8} = 4161.56 \text{ daN}$$

$$\tau_{cr,H} = \frac{T_H \max}{\frac{2}{3}A_{semelle}} = \frac{4162.56}{\frac{2}{3} \times 300 \times 29} = 0.718 \text{ daN/mm}^2$$

$$\tau_{cr,H} = 0.718 \text{ daN/mm}^2 < 15.88 \text{ daN/mm}^2$$

5.4.3 Pondération et sécurité du chemin de roulement

• Contraintes normales :

$$-1.35\sigma_{cr,p} + 1.5\psi_1 \cdot \sigma_{cr,v} \leq f_y$$

$$-1.35\sigma_{cr,p} + 1.5 \times 0.9 \psi_1 (\sigma_{cr,v} + \sigma_{cr,H}) \leq f_y$$

$$-1.35 \times 0.477 + 1.5 \times 11.35 = 17.67 < 27.5 \text{ daN/mm}^2$$

$$-1.35 \times 0.477 + 1.5 \times 0.9(11.35 + 7.83) = 26.54 < 27.5 \text{ daN/mm}^2$$

• Contraintes tangentielles :

$$1.35\tau_{cr,p} + 1.5\psi_1 \cdot \tau_{cr,v} \leq 0.65f_y$$

$$1.35\tau_{cr,p} + 1.5 \times 0.9\psi_1 (\tau_{cr,v} + \tau_{cr,H}) \leq 0.65f_y$$

$$1.35 \times 0.161 + 1.5 \times 2.87 = 4.52 < 15.88 \text{ daN/mm}^2$$

$$1.35 \times 0.161 + 1.5 \times 0.9(2.53 + 0.718) = 4.60 < 15.88 \text{ daN/mm}^2$$

5.4.4 Vérification aux états limites ultimes de la poutre de roulement

Résumé de sollicitations :

- Moment fléchissant $M_{y sd}$:
$$M_{y sd} = 88221.54 \text{ daN/mm}^2$$
- Moment fléchissant $M_{z sd}$:
$$M_{z sd} = 9775.995 \text{ daN/mm}^2$$
- Effort tranchant $V_{y sd}$:
$$V_{y sd} = 1.5 T_v \max R + 1.35 T_v \max G = 33388.02 \text{ daN}$$
- Effort tranchant $V_{z sd}$:
$$V_{z sd} = 1.5 T_H \max = 6242.25 \text{ daN}$$

5.4.4.1 Vérification au flexion (bi axiale)

La vérification à la flexion est donnée par les formules suivantes :

$$\left(\frac{M_{y\ sd}}{M_{ply.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\ sd}}{M_{plz.Rd}}\right)^\beta \leq 1$$

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

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4989.67 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 1372.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{elz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1130.01 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 310.75 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\left(\frac{882.2154}{1372.15}\right)^2 + \left(\frac{97.75995}{310.75}\right)^1 = 0.727 \leq 1$$

5.4.4.2 Résistance au Déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{y\ sd} \leq M_{b,rdy}$$

$$M_{z\ sd} \leq M_{b,rdz}$$

$$\text{Avec : } M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{ely} \cdot \frac{f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

$\beta_w = 1 \rightarrow$ section de classe 1

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot l)^2} \left(\left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \left(\frac{I_w}{I_z} \right) + \frac{(k+l)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 \cdot Z_g \right)$$

$$C_1 = 1.046$$

$$C_2 = 0.43$$

$$K=1$$

$$K_w = 0.5$$

$$Z_g = 24.64 \text{ cm}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$I_w = I_z \left(\frac{h-t_f}{2} \right)^2 = 24860.23 \left(\frac{55-2.9}{2} \right)^2 = 16870214.23 \text{ cm}^6$$

$$I_t = 600.3 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$M_{cr} = 4039.13 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 \times 4989.67 \times \frac{275 \times 10^3}{4039.13 \times 10^6}} = 0.58 > 0.4$$

→ Il y a risque de déversement

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

$$\text{Avec : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.58 - 0.2) + 0.58^2] = 0.71$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.71 + \sqrt{0.71^2 - 0.58^2}} = 0.89$$

$$M_{b,rdy} = \frac{0.89 \times 1 \times 4989.67 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 1114.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rdz} = \frac{0.89 \times 1 \times 1130.01 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 251.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 882.21 \text{ KN.m} < M_{b,rdy} = 1114.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 97.75 \text{ KN.m} < M_{b,rdz} = 251.43 \text{ KN.m}$$

5.4.5 Vérification aux sollicitations locales

5.4.5.1 Contraintes locales dans les poutres de roulement au droit d'un galet

Aux contraintes de flexion générales dues aux charges verticales viennent s'ajouter des contraintes locales à la liaison âme-semelle dues à la présence d'une charge roulante concentrée, le galet

On envisagera le cas des contraintes locales suivantes :

- Compression locale dans l'âme de la poutre,
- Torsion locale de l'âme,
- Flexion longitudinale de la semelle supérieure,
- Gauchissement de la semelle dû à la torsion locale,

Suivant les recommandations du **CTICM**, des efforts sont supposés répartis à 45° dans la hauteur du rail et de la semelle.

-la zone de contact galet-rail est prise égale à : $a=65\text{mm}$

-la surface d'âme qui supporte la compression locale est donc :

$$S_a = t_w [a + 2(h_r + t_f)]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} t_w : \text{épaisseur d'âme} = 15\text{mm} \\ h_r : \text{hauteur du rail} = 75\text{mm} \\ t_f : \text{épaisseur de la semelle} = 29\text{mm} \\ a = 65\text{mm} \end{cases}$$

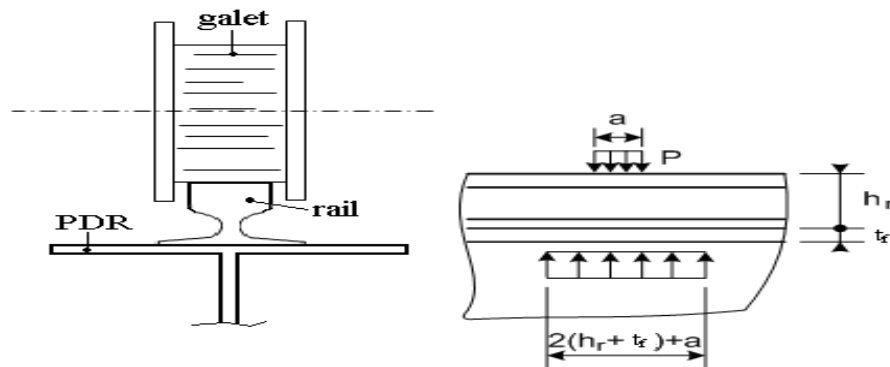


Figure 5-7 Schéma de galet

$$S_a = 15[65 + 2(75 + 29)] = 4095 \text{mm}^2$$

a) Compression locale :

$$\sigma_y = \frac{1.5\psi_1 R_{1max}}{S_a} = \frac{1.5 \times 1.25 \times 12000}{4095} = 5.49 \text{daN/mm}^2$$

Il faut également tenir compte du cisaillement dû à la compression locale :

$$\tau_y = 0.2\sigma_y = 0.2 \times 5.49 = 1.099 \text{daN/mm}^2$$

b) Torsion locale :

$$M_t = R_{max} \cdot e + H_T \cdot H$$

$$\text{avec : } -e = \frac{1}{4}a = 16.25 \text{mm}$$

$$-H = t_f + h_r = 29 + 75 = 104 \text{mm}$$

$$M_t = (120 \times 16.25 \times 10^{-3}) + (12 \times 104 \times 10^{-3}) = 3.198 \text{KN.m}$$

$$M_t = 1.5 \times 1.25 \times 3.198 = 5.996 \text{KN.m}$$

La torsion engendre des contraintes de torsion à la liaison âme – semelle

$$\sigma_y = \pm \frac{M_t \cdot t_w}{\gamma \cdot J + 0.068 \cdot D \cdot t_w^3}$$

Avec :

γ : coefficient fonction du rapport entre la hauteur de l'âme et sa longueur

J : somme des moments d'inertie de torsion du rai et de la semelle .

$$h_w = h - 2t_f = 550 - 2 \times 29 = 492 \text{ mm} , d=8000 \text{ mm}$$

$$\frac{h_w}{d} = 0.0615 < 0.5 \rightarrow \gamma = 0.34$$

$$J = \frac{t_f^3 \cdot b}{3} + I_{rail} = \frac{2.9^3 \times 30}{3} + 327 = 570.89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_y = \pm \frac{5.996 \times 10^5 \times 15}{0.34 \times 570.89 \times 10^4 + 0.068 \times 8000 \times 15^3} = \pm 2.38 \text{ daN/mm}^2$$

c) Flexion longitudinale

La semelle supérieure est considérée comme une poutre sur appui continu élastique ; l'âme se comprime de façon continue, élastiquement, sous l'action du galet.

$$\sigma_l = \pm \frac{R_{1max} \cdot e}{8(I_r + I_s)} \sqrt{2(I_r + I_s) \frac{h_w}{t_w}}$$

$$I_s = \frac{b \cdot t_f^3}{12} = \frac{30 \times 2.9^3}{12} = 60.97 \text{ cm}^4$$

$$I_r = 327 \text{ cm}^4$$

$$h_w = 49.2 \text{ cm}$$

$$\sigma_l = \pm \frac{15000 \times 2.9}{8(327 + 60.97)} \sqrt{2(327 + 60.97) \frac{49.2}{1.5}} = \pm 1.77 \text{ daN/mm}^2$$

5.4.6 Vérification sous contraintes cumulées

Il faut vérifier que le cumule de toutes les contraintes à la liaison âme-semelle (ainsi que dans la semelle supérieure) reste admissible.

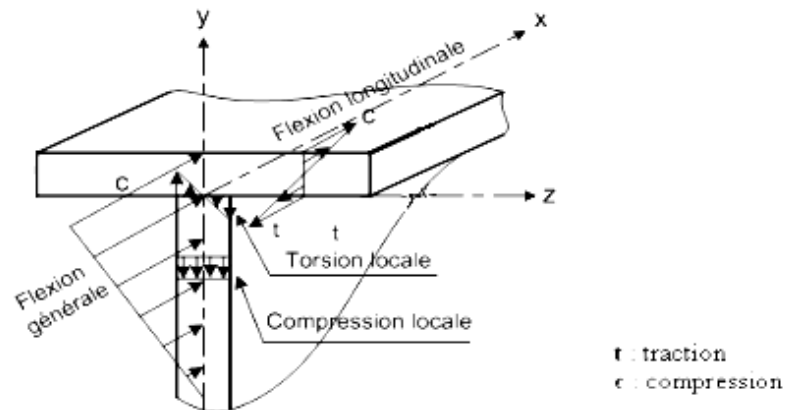


Figure 5-8 Les contraintes de traction et compression

➤ Liaison âme-semelle :

$$\begin{cases} \sigma_y = \text{compression locale} + \text{torsion locale}. \\ \sigma_x = \text{flexion générale (compression)} + \text{flexion longitudinale locale}. \\ \tau_{xy} = 0.2\sigma_y(\text{compression} + \text{cisaillement générale}). \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_y = \sigma_{y(\text{comp})} + \sigma_{y(\text{torsion})} = 5.49 + 2.38 = 7.87 \text{ daN/mm}^2 < 27.5 \text{ daN/mm}^2 \\ \sigma_x = 17.68 + 1.77 = 19.45 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 27.5 \text{ daN/mm}^2 \\ \tau_{xy} = 0.2\sigma_y = 1.099 \text{ daN/mm}^2 < \tau_e = 0.2 \sigma_e = 5.5 \text{ daN/mm}^2 \end{cases}$$

La contrainte équivalente est donnée par le **CTICM** comme suit :

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} < \sigma_e$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{19.45^2 + 7.87^2 + 19.45 \times 7.87 + 1.099^2} = 24.38 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

1) Vérification de la semelle :

$\sigma_x = \text{flexion générale} + \text{flexion locale}$

$$\sigma_x = 17.68 + 1.77 = 19.45 \text{ daN/mm}^2 < 27.5 \text{ daN/mm}^2$$

5.4.6.1 Vérification au voilement

si : $\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon$ (risque de voilement),

$$\text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

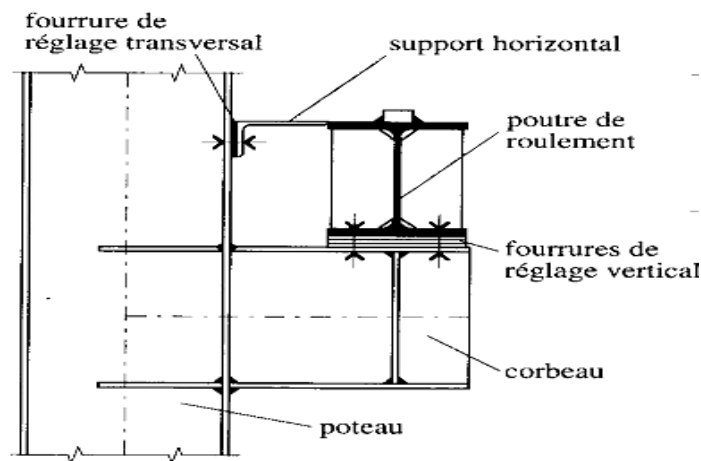
$$\frac{550 - 2 \times 29}{15} = 32.8 < 69 \times 0.92 = 63.78 \rightarrow \text{pas de risque de voilement.}$$

5.4.6.2 Vérification spéciale à la fatigue

En observant les mouvements d'un pont roulant, on constate que la charge levée et les charges des galets exercées sur les poutres de roulement sont variables dans le temps, aléatoires, répétées et dynamiques, elles sont de ce fait sujettes à la fatigue, une vérification doit être faite afin d'éviter les risques de ruine brutale engendrés par ce phénomène.

5.4.6.3 Pré dimensionnement du support du chemin de roulement

Le chemin de roulement est supporté par une console (corbeau) qui est sollicitée par les efforts suivants :



- Le poids propre de la poutre de roulement et du rail,
- Le poids propre de pont roulant,
- Les actions verticales des galets du pont roulant.

La console est pré dimensionnée en vérifiant la condition de résistance suivante :

$$M_{sdy} \leq M_{rdy} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} \rightarrow W_{ely} \geq \frac{M_{sdy} \times \gamma_{mo}}{f_y}$$

Où :

M_{sdy} : moment qui sollicite la console

$$M_{sdy} = V_{sd} \cdot d$$

V_{sd} : l'effort tranchant sur la console obtenue lorsque l'un des galets est au voisinage de l'appui.

$$V_{sd} = 1.5T_{\max R} + 1.35T_{\max P} = 1.5 \times 221.875 + 135 \times 11.092$$

$$V_{sd} = 333.88 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 0.85 \times 333.88 = 283.798 \text{ KN.m}$$

$$W_{ely} \geq \frac{283.798 \times 1}{275} = 1031.99 \text{ cm}^3$$

On adapte **HEA 340** comme une console du chemin de roulement

1) Vérification à l'effort tranchant :

La condition à vérifier :

$$V_{sd} < V_{rd} \text{ et } V_{sd} < 0.5V_{rd}$$

$$V_{rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{44.95 \times 27.5}{1 \times \sqrt{3}} = 713.677 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 44.95 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = 333.88 \text{ KN} < V_{rd} = 731.677 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 333.88 \text{ KN} < 0.5V_{rd} = 356.838 \text{ KN}$$

HEA 430 est vérifiée vis-à-vis l'effort tranchant

2) Vérification de la flèche :

$$f^{max} = \frac{V_{sd} \times e}{6EI} (3l - e) \leq f^{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f^{max} = \frac{333.88 \times 10^3 \times 850}{6 \times 21 \times 10^4 \times 27690 \times 10^4} (3 \times 1000 - 850) = 1.49 \text{ mm} \leq \frac{1000}{250} = 4 \text{ mm}$$

5.5 Conclusion

Les chemins de roulement sont sollicités par des charges fortes, généralement concentriques et mobiles. Le profilé **HEB550** avec renforcement de cornière **L100×100×8** résiste aux différentes charges roulantes verticales, et les charges horizontales, donc on l'adopte comme poutre de roulement.

Et on opte un profilé **HEA500** avec renforcement de cornière **L90×90×9** pour une poutre de roulement seulement dans les deux travées 21m et 22m coté gauche

Chapitre 6 ETUDES DES CONTREVENTEMENTS

6.1 Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulant, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

6.2 Contreventements de toiture (poutre au vent) :

6.2.1 Introduction

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

6.2.2 Evaluation des efforts horizontaux

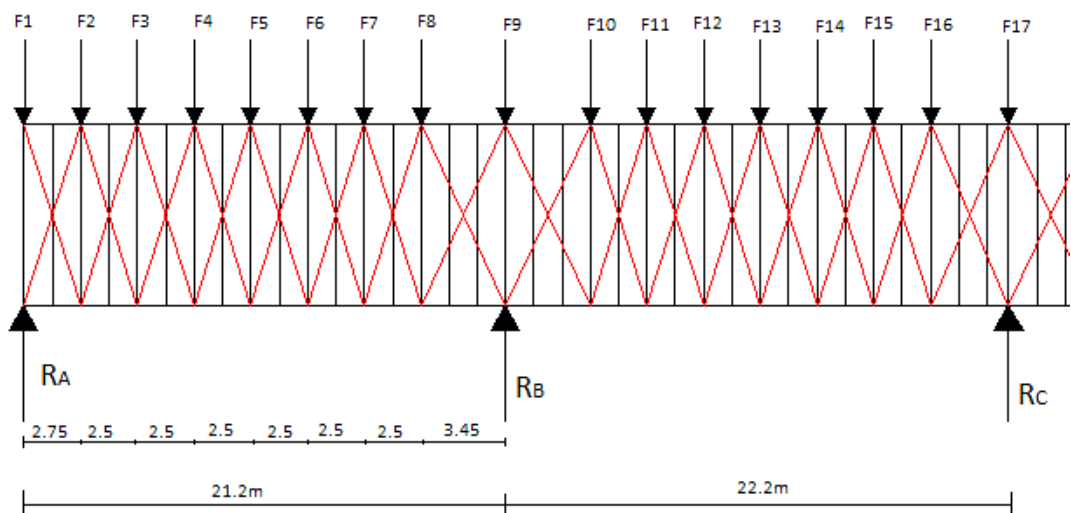


Figure 6-1 Le nombre des contreventements horizontaux

$$F_i = 1.5 \times \left[(W_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

Avec :

$$S_i = h_i \times \frac{l_i}{n}$$

n : le nombre de nœuds au niveau de la toiture

$$W_i = 1.66 \text{ KN/m}^2$$

F_{fr} : la force de frottement (chapitre 2 ETUDE CLIMATIQUE)

$$F_{fr} = 959.55 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \frac{F_{fr}}{n} = \frac{959.55}{35} = 27.42 \text{ KN}$$

Les résultants de F_i sont résumés dans tableau suivant :

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$H_i(m)$	8	8.28	8.53	8.78	9.03	9.28	9.53	9.78	10.03	10.28
$L_i(m)$	2.75	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.75	2.75	2.5
$S_i(m^2)$	11	10.34	10.66	10.97	11.28	11.60	11.91	13.44	13.78	12.84
$F_i(KN)$	68.52	66.88	67.67	68.45	69.22	70.01	70.79	74.60	75.44	73.10
	11	12	13	14	15	16	17	18		
$H_i(m)$	10.53	10.78	11.03	11.28	11.53	11.78	12.03	12.31		
$L_i(m)$	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.75	2.75		
$S_i(m^2)$	13.16	13.47	13.78	14.09	14.41	14.72	16.53	16.91		
$F_i(KN)$	73.90	74.67	75.44	76.21	77.01	77.78	82.29	83.24		

6.2.3 Effort de traction dans les diagonales

$$\sum F_{ext} = 0 \quad \text{On a} \quad R_A = R_B = R_C = R_D = R_E$$

$$\sum F_{ext} = 0 \rightarrow \sum F_i = 5R_A$$

$$\sum F_i = 2567.2 \text{ KN}$$

$$R_A = \frac{2567.2}{5} = 513.44 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = R_C = R_D = R_E = 513.44 \text{ KN}$$

6.2.4 Calcul des efforts dans les diagonales

- Calcul α :

$$\arctan \alpha = \frac{2.75}{8} = 19^\circ$$

$$F_d = \frac{R_A - F_1}{\cos \alpha} = \frac{513.44 - 68.52}{\cos 19} = 470.55 \text{ KN}$$

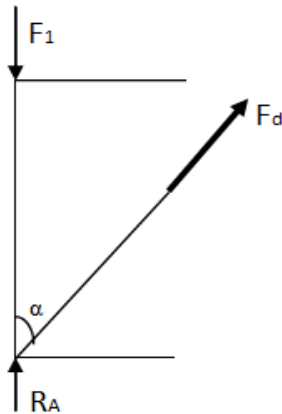


Figure 6-2 Schéma des efforts

➤ **Section des diagonales**

$$F_d \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \rightarrow \quad A \geq \frac{F_d}{f_y} \times \gamma_{m0}$$

$$A \geq \frac{470.55 \times 10^3}{275} \times 1 = 17.11 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 17.11 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit un double cornier de **L80×80×8**, ses caractéristiques sont :

A=24.54 cm² ; p=0.1926 KN/m

6.2.5 Vérification des montants (pannes)

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge vertical, et en outre à la compression sous F au doit donc vérifier la panne à la flexion déviée

➤ **Vérification à la résistance**

On vérifie la condition suivante :

La panne de classe 4 avec $N_{sd} = 0$

$$\frac{N}{A_{eff} \times f_y} + \frac{M_y \times N \cdot e_y}{M_{eff,y}} + \frac{M_z \times N \cdot e_z}{M_{eff,z}} \leq \gamma_{m0} = 1$$

➤ Détermination des sollicitations sur les montants :

espacement = 1.25

$$G_z = G_{panne} + G_{cornier} + 1.25(G_{acc} + G_{panneau})$$

$$G_z = 35.66 \text{ daN/m}$$

$$M_{yG} = \frac{G_z \cdot \cos(6) \cdot l^2}{8} = \frac{0.3566 \times \cos 6 \times 8^2}{8} = 2.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{yW} = \frac{W \times l^2}{8} = \frac{-1.66 \times 8^2}{8} = -13.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ymax} = M_{yG} + 1.5M_{yW} = 2.83 - 1.5 \times 13.28 = -17.09 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 1.35 \times \frac{G_y \sin(6) \times l^2}{8} = 1.35 \frac{0.3566 \sin(6) \times 8^2}{8} = 0.403 \text{ KN.m}$$

$$M_{eff y} = 2 \times W_{eff y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 2 \times 67.24 \times \frac{275}{1} = 36.982 \text{ KN.m}$$

$$M_{eff z} = 2 \times W_{eff z} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 2 \times 10.22 \times \frac{275}{1} = 5.621 \text{ KN.m}$$

$$\frac{17.09}{36.982} + \frac{0.403}{5.621} = 0.54 < 1 \quad \text{vérifie}$$

6.3 Contreventements verticaux

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

Réaction de la poutre au vent :

$$H_1 = R_A - F_1 = 444.92 \text{ KN}$$

6.3.1 Calcul de stabilité :

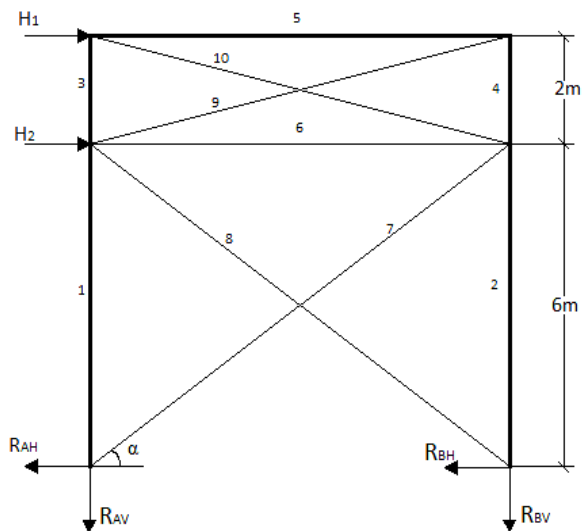


Figure 6-3 Schéma des efforts du au contreventement vertical

On a :

$$H_1 = 444.92 \text{ KN}$$

$$H_2 = H_T = 12 \text{ KN}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_{VA} + R_{VB} = 0 \rightarrow R_{VA} = -R_{VB}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 8R_{VB} + 6H_2 + 8H_1 = 0$$

$$\rightarrow R_{VB} = -\frac{6H_2 + 8H_1}{8} = -453.92 \text{ KN}$$

$$R_{VA} = 453.92 \text{ KN}$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow 2R_{HA} - H_2 - H_1 =$$

$$\rightarrow R_{HA} = -R_{HB} = 228.46 \text{ KN}$$

6.3.2 Calcul l'effort interne :

$$t_g \alpha = \frac{6}{8} = 0.75$$

$$\rightarrow \alpha = 37^\circ \rightarrow D = \sqrt{8^2 + 6^2} = 10m$$

$$\sum F_X = 0 \rightarrow -R_{HA} + N_7 \cos 37 = 0$$

$$\rightarrow N_7 = \frac{228.46}{\cos 37} = 286.06 \text{ KN}$$

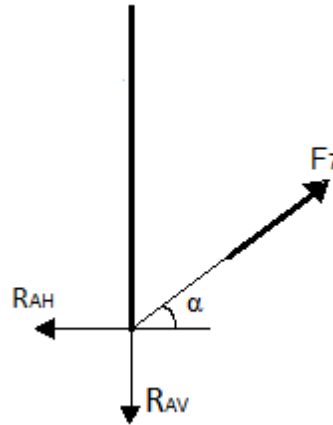


Figure 6-4 Schéma des efforts internes

➤ Section des diagonales :

Il faut vérifier que : $A \geq \frac{N_{sd}}{f_y} \times \gamma_{m0}$

$$A \geq \frac{286.06}{275} \times 1 = 10.40 \text{ cm}^2 \rightarrow A \geq 10.40 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit un double cornier **L75×75×10** → $A=14.11 \text{ cm}^2$

➤ Vérification la diagonale à la traction :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{rd}$

$$N_{sd} = 286.06 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \min(N_{pl.rd}; N_{u.rd}; N_{net.rd})$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1411 \times 275}{1} = 388.03 \text{ KN}$$

$$N_{u.rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} \rightarrow \text{Avec : } f_u = 430 \text{ MPa ; } \gamma_{m2} = 1.25 \text{ ; section du boulon } \phi_{16}$$

$$A_{net} = A_1 + \xi A_2$$

$$A_1 = 2[(7.5 \times 1) - (1.6 \times 1)] = 11.8 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2[(7.5 - 1) \times 1] = 13 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 11.8}{3 \times 11.8 + 13} = 0.73$$

$$A_{net} = 11.8 + 0.73 \times 13 = 21.3 \text{ cm}^2$$

$$N_{u.rd} = \frac{0.9 \times 2130 \times 430}{1.25} = 659.448 \text{ KN}$$

$$N_{net.rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2130 \times 275}{1} = 585.75 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \min(388.03; 659.448; 585.75) = 388.03 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 286.06 \text{ KN} < N_{rd} = 388.03 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

6.1 Calcul de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, donc elle est soumise à un effort horizontal et son poids propre, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

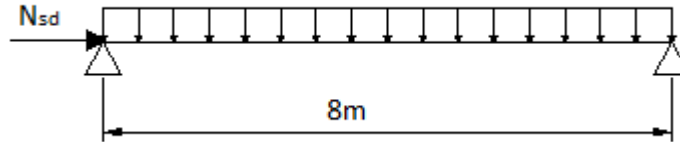


Figure 6-5 Schéma statique

6.1.1 Pré dimensionnement de la poutre sablière :

$$N_{sd} = 444.92 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A \geq \frac{444.92 \times 1}{275} = 16.17 \text{ cm}^2$$

On choisit un **HEA100**, ses caractéristiques sont :

Profilé	P (kg/m)	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEA200	16.7	21.24	349.2	133.8	4.06	2.51

Tableau 6.1 Les caractéristiques de profilé HEA100

6.1.2 Vérification aux instabilités :

$$G_p = 1.35 \times P = 1.35 \times 16.7 = 22.55 \text{ kg/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{G_p \times l^2}{8} = \frac{22.55 \times 8^2}{8} = 1.80 \text{ KN.m}$$

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1$$

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

Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{800}{4.06} = 197.04 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \left(\frac{197.04}{86.81}\right) [\beta_A]^{0.5} = 2.27 \rightarrow \chi_y = 0.17$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{400}{2.51} = 159.36 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \left(\frac{159.36}{86.81}\right) [\beta_A]^{0.5} = 1.84 \rightarrow \chi_z = 0.23$$

$$\chi_{min} = (0.17; 0.23) = 0.17$$

Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}\right) = 2.27(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{83.01 - 72.76}{72.76}\right)$$

$$\mu_y = -3.03$$

$$K_y = 1 + \frac{3.03 \times 444.92 \times 10^3}{0.17 \times 2124 \times 275} = 14.57 > 1.5 \quad \text{donc } K_y = 1.5$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2124 \times 275}{1} = 584.1 \text{ KN}$$

$$\frac{444.92 \times 10^3}{0.17 \times 584.1 \times 10^3} + \frac{1.5 \times 1.8 \times 10^6}{83.01 \times 10^3 \times 275} = 4.6 > 1 \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

HEA100 n'est pas vérifiée donc on augmente la section de profilé

Les profilés **HEA120**, **HEA140**, **HEA160** ne sont pas vérifiés au flambement

On prend **HEA180**

$$G_p = 1.35 \times P = 1.35 \times 35.5 = 47.93 \text{ kg/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{G_p \times l^2}{8} = \frac{47.93 \times 8^2}{8} = 3.83 \text{ KN.m}$$

$$\chi_y = 0.46$$

$$\chi_z = 0.53$$

$$\chi_{min} = \min(0.46 ; 0.53) = 0.46$$

$$K_y = 1.5$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{4525 \times 275}{1} = 1244.38 \text{ KN}$$

$$\frac{444.92 \times 10^3}{0.46 \times 1244.38 \times 10^3} + \frac{1.5 \times 3.83 \times 10^6}{324.9 \times 10^3 \times 275} = 0.84 < 1 \quad \text{c'est vérifiée}$$

6.2 Conclusion :

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les actions horizontales issues de différentes origines. Dans le sens transversal la stabilité sera assurée par les portiques auto-stables ductiles et des palées en X.

Chapitre 7 ETUDE SISMQUE

7.1 INTRODUCTION

Un séisme est une vibration du sol provoquée par une rupture brutale des roches de la lithosphère le long d'une faille. Il constitue le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts, les victimes humaines directes sont pour la plupart concernées par l'effondrement des bâtiments.

Si le mécanisme du séisme est aujourd'hui mieux connu, tant du point de vue de son origine que de sa propagation, il reste encore un phénomène imprévisible. Faute de prévisibilité, c'est par une approche probabiliste que le problème est appréhendé, dans le but de prévoir les dommages qui lui serait consécutifs, c'est ici qu'intervient l'ingénieur en génie civil qui doit assurer la stabilité des structures ainsi que leurs bons comportements pendant un séisme, Il existe pour cela les recommandations des règles parasismiques algériennes (RPA99 V2003) en vigueur qu'il suffit juste d'appliquer de manière rigoureuse.

De nos jours il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser une maquette de la structure à étudier et lui faire subir toutes les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité, ainsi on pourra prévoir son comportement presque réel, d'où mieux la concevoir. Ces différents logiciels sont tous basés sur la méthode des éléments finis.

7.2 Concept et principe de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

Le principe de base de la méthode des éléments finis est :

- De remplacer le problème continu par un problème discret, c'est-à-dire remplacer le problème de degrés de liberté infini par un problème de degrés de liberté fini
- Remplacer le système d'équations différentielles aux dérivées partielles par un système d'équations algébrique équivalent facilement solvable.

7.3 Analyse de la structure

7.3.1 Type d'analyse

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

➤ Les chargements statiques

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

➤ **Les chargements dynamiques**

- Les effets sismiques.

7.4 Méthode de calcul

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

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

7.4.1 La méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle baser sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

7.4.1.1 Principe de la méthode

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

7.4.1.2 Calcul de la force sismique totale

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

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

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

Dans notre cas, on est dans la Zone III et un groupe d'usage 3B
Nous trouverons : $A = 0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} \rightarrow T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par (le tab4.7 p49 RPA99)

$$T_2 = 0.4s$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \dots\dots\dots \text{Tableau 4.3 p38 RPA99}$$

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

Dans notre cas : portique en acier de remplissage léger, $\xi = 4\% \rightarrow \eta = 1.08 > 0.7$

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots \dots \text{Tableau 4.6 p 46 RPA99}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab4.6 ($C_T=0.085$), portique auto stable ductile en acier sans remplissage en maçonnerie.

$$T = 0.085 \times 12.3^{3/4} = 0.558$$

D'après le tableau 4.7 du RPA99 : $T_2 = 0.4s$, donc $T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2.16$

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

Dans le sens longitudinal et transversal :

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

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

[RPA 99, P41, équation 4.4]

P_q : pénalité à retenir selon le critère de qualité q (satisfaite ou non).

Les critères de qualité à vérifier sont :

Les critères	P_q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0.05
2. La redondance en plan	0.05
3. La régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0.1
Σ	0.35

Tableau 7.1 Les critères de qualité

$$Q = 1 + 0.35 = 1.35$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [\text{RPA 99, P43, équation 4.5}]$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération : ($\beta = 0.5$) [RPA 99, P 41, tableau 4.5]

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

$$W_G = 3227.966 \text{ KN}$$

$$W_Q = 1135.768 \text{ KN}$$

$$W_i = 3227.966 + 0.5 \times 1135.768 = 3795.844 \text{ KN}$$

Donc :

$$V = \frac{0.15 \times 2.16 \times 1.35}{4} \times 3795.844 = 415.08 \text{ KN}$$

7.4.2 La méthode d'analyse modale spectrale

7.4.2.1 Principe de la méthode

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

7.4.2.2 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.13. Art. 4.3.3)}$$

Avec les coefficients A, η , R, T_1, T_2 , Q sont déjà déterminés.

$$Q=1.35, A=0.15, \eta=1.08, T_1 = 0.15s, T_2 = 0.4s.$$

7.4.2.3 Nombre de modes de vibration à considérer

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

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

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

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2s$$

Où : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

7.4.2.4 Résultat de calcul

➤ Pourcentage de participation de masse

Pourcentage de participation massique des vestiaires par **ROBOT**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	0,93	1,08	0,00	40,96	0,00	0,00	40,96	0,00
4/ 2	1,13	0,88	0,00	40,96	0,00	0,00	0,00	0,00
4/ 3	1,28	0,78	0,00	49,95	0,00	0,00	8,99	0,00
4/ 4	1,70	0,59	9,31	49,95	0,00	9,31	0,00	0,00
4/ 5	1,73	0,58	11,78	49,95	0,00	2,47	0,00	0,00
4/ 6	1,77	0,57	15,03	49,95	0,00	3,26	0,00	0,00
4/ 7	1,92	0,52	15,16	49,95	0,00	0,12	0,00	0,00
4/ 8	1,93	0,52	74,93	49,95	0,00	59,78	0,00	0,00
4/ 9	1,93	0,52	74,93	49,95	0,00	0,00	0,00	0,00
4/ 10	1,94	0,51	79,32	49,95	0,00	4,39	0,00	0,00
4/ 11	1,95	0,51	79,32	49,95	0,00	0,00	0,00	0,00
4/ 12	1,96	0,51	79,84	49,95	0,00	0,52	0,00	0,00
4/ 13	2,03	0,49	86,50	49,95	0,00	6,66	0,00	0,00
4/ 14	2,07	0,48	86,54	49,95	0,00	0,04	0,00	0,00
4/ 15	2,09	0,48	87,68	49,95	0,00	1,13	0,00	0,00
4/ 16	2,11	0,47	87,83	49,95	0,00	0,15	0,00	0,00
4/ 17	2,13	0,47	92,33	49,95	0,00	4,50	0,00	0,00
4/ 18	2,15	0,47	92,35	49,95	0,00	0,02	0,00	0,00
4/ 19	2,26	0,44	92,35	49,95	0,00	0,00	0,00	0,00
4/ 20	2,31	0,43	92,39	49,95	0,00	0,03	0,00	0,00

Tableau 7.2 Le pourcentage de participation de la masse

Remarque : Le pourcentage de participation de la masse est supérieur à 90% suivant la directions x-x seulement, donc les 20 modes de vibrations sont insuffisants,

➤ Les réponses modales de la structure

-déformation modale :

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

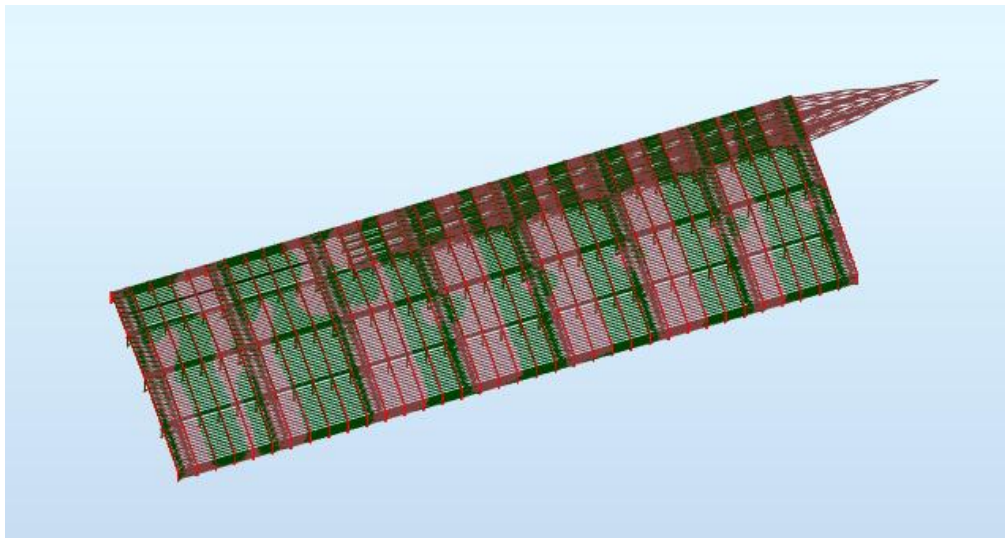


Figure 7-1 Mode 1 : translation suivant x-x, période $T=1.08s$

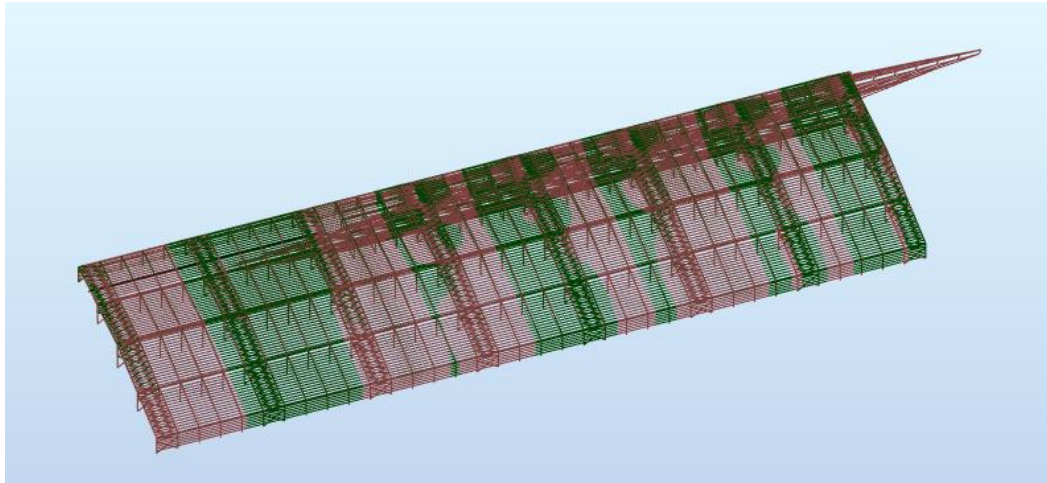


Figure 7-2 Mode 2 : translation suivant y-y, période $T=0.88s$

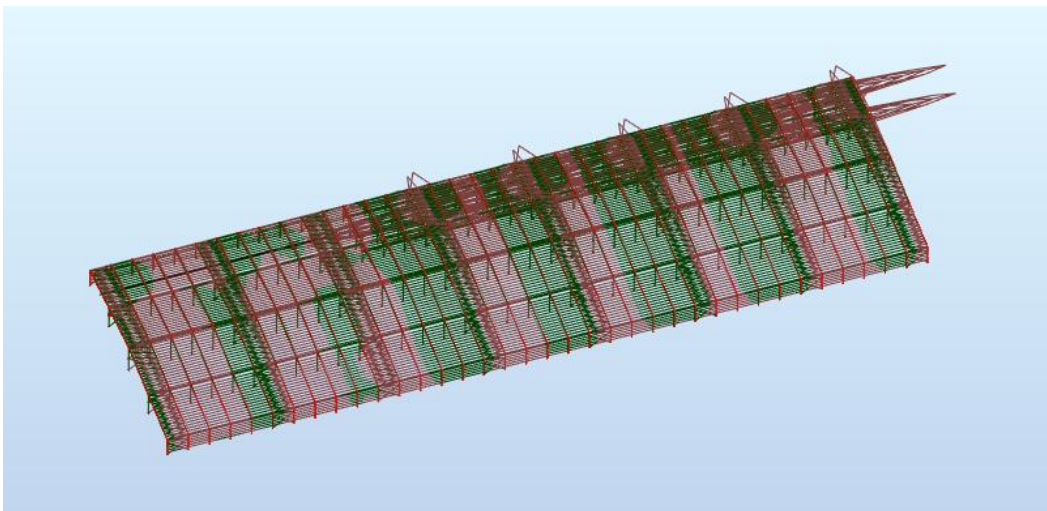


Figure 7-3 Mode 3 : rotations autour de z-z, période $T=0.78s$

7.5 Les combinaisons de calcul

Notation :

- G : Poids propre.
- Q : Charge d'exploitation.
- S : Action de la neige.
- V : Action du vent.
- V1 : Vent sur la façade principale.
- V2 : Vent sur la façade latérale.
- E : Action sismique.

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

Etat limite ultime	Etat limite de service
1,35G + 1,5 Q	G + Q
1,35G + 1,5 S	G + V1
1,35(G + Q + V1)	G + V2
1,35(G + Q + V2)	G + S
1,35(G + Q + S)	G + 0,9(Q + S)
G+1,5V1	G + 0,9(Q + V1)
G+1,5V2	G + 0,9(Q + V2)
G + Q + Ex	G + 0,9(Q + V1+S/2)
G + Q + Ey	G + 0,9(Q + V2+S/2)
G + Ex	
G – Ex	
G + Ey	
G – Ey	
0,8G + Ex	
0,8G – Ex	
0,8G + Ey	
0,8G - Ey	
G+Q+1,2Ex	
G+Q+1,2Ey	

Tableau 7.3 Combinaison de calcul

7.5.1 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	$V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	V_{dyn}/V_{sta}	Observation
Sens xx	415.08	367.92	0.88	Vérifié
Sens yy	415.08	367.92	0.88	Vérifié

Tableau 7.4 Vérification de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant dynamique est supérieur à **80%** de l'effort tranchant statique dans les deux sens. Il n'y a pas lieu d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...)

7.5.2 Vérification des déplacements

1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

➤ **Déplacement horizontale**

EC3 Art 4.2.2(1)I

$\frac{h}{150}$ sans charge du vent

$\frac{h}{125}$ avec charge du vent

Ou h : hauteur du poteau

➤ **Déplacement vertical**

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1.35(G+Q+V1)	1.35(G+Q+S)	1.7	1.1
Suivant Y	1.35(G+Q+V1)	1.35(G+Q+S)	6	4.9
Suivant Z	G+1.5V1	1.35(G+Q+S)	1	0.5

Tableau 7.5 Déplacement max en situation durable

$$\frac{h}{150} = \frac{1200}{150} = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{125} = \frac{1200}{125} = 9.6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{150} = \frac{8600}{200} = 43 \text{ cm}$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

Condition vérifiée

2^{ème} Cas : situation durable :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

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

$$\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=4.

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)	
	Suivant X	Suivant Y
Toiture	1.7	3.1

Tableau 7.6 Le déplacement suivant les deux axes

$$\frac{h}{100} = \frac{1200}{100} = 12 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 12 cm, donc ils sont vérifiés.

Chapitre 8 VERIFICATION DES ELEMENTS

8.1 Introduction

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre précédent et la modélisation de la structure en 3D sous ROBOT, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement ...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

8.2 Vérification des éléments

8.2.1 Vérification des poteaux

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (**barre N°547**)

Et d'après la modélisation

Barre	Combinaison	$N_{sd}(KN)$	$V_y(KN)$	$V_z(KN)$	$M_y(KN.m)$	$M_z(KN.m)$
547 HEB400	1.35G+1.5Q+1.5(0.67V ₁ + $\frac{0.87}{2}$ S _n)	680.25	7.84	176.93	453.38	10.39

Tableau 8.1 les efforts du poteau le plus sollicité

8.2.1.1 Vérification de la résistance

➤ Vérification du moment

$$M_y = 453.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{2562 \times 275}{1} = 704.55 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 453.38 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 888.8 \text{ KN.m} \quad \text{C'est vérifié}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

- Suivant Y-Y : $V_y \leq 0.5V_{plrd}$

$$V_y = 7.84 \text{ KN}$$

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

$$V_{plrd} = \frac{5733 \times 275}{\sqrt{3} \times 1} = 910.24 \text{ KN}$$

$$V_y = 7.84 \text{ KN} < 0.5V_{plrd} = 455.12 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

Pas de réduction du moment plastique.

- Suivant Z-Z : $V_z \leq 0.5V_{plrd}$

$$V_z = 176.93 \text{ KN}$$

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

$$V_{plrd} = \frac{5733 \times 275}{\sqrt{3} \times 1} = 910.24 \text{ KN}$$

$$V_z = 176.93 \text{ KN} < 0.5V_{plrd} = 455.12 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

Pas de réduction du moment plastique.

➤ **Vérification à l'effort normal**

$$N_{sd} = 680.25 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{plrd} = \frac{15900 \times 275}{1} = 4372.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 680.25 \text{ KN} < 4372.5 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

8.2.1.2 Vérification à la stabilité

8.2.1.2.1 Flexion composée avec risque de flambement

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{k_y \times M_y}{M_{ply.rd}} + \frac{k_z \times M_z}{M_{plz.rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{min} :

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

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

Longueur de flambement :

$$l_y = 0.5 l = 0.5 \times 10.1 = 5.05 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{5.05}{16.84} = 29.99$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1,2 et 3.

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon = 93.91 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{29.99}{86.61} \right) = 0.35 > 0.2 \rightarrow \text{il y a de risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2$$

$$t_f = 19mm < 40mm$$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement a $\rightarrow \alpha_y = 0.21$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2)$$

$$\phi_y = 0.5(1 + 0.21(0.35 - 0.2) + 0.35^2) = 0.58$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.58 + \sqrt{0.58^2 - 0.35^2}} = 0.96$$

$$\chi_y = 0.96$$

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

La longueur de flambement $l_z = 2.525m$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{252.5}{7.34} = 34.4$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{34.4}{86.61}\right) = 0.4 > 0.2 \rightarrow \text{Il y a de risque de flambement}$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2$$

$$t_f = 19mm < 40mm$$

Axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement a $\rightarrow \alpha_z = 0.34$

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2)$$

$$\phi_z = 0.5(1 + 0.34(0.4 - 0.2) + 0.4^2) = 0.61$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.61 + \sqrt{0.61^2 - 0.4^2}} = 0.93$$

$$\chi_z = 0.93$$

$$\text{Donc : } \chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \min(0.96; 0.93) = 0.93$$

➤ Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y :

Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}\right) = 0.35(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{2562 - 2311}{2311}\right) = -0.38$$

$$K_y = 1 + \frac{0.38 \times 680.25 \times 10^3}{0.96 \times 15900 \times 275} = 1.06 < 1.5 \quad \text{OK}$$

➤ Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant z-z :

Calcul de K_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}\right) = 0.4(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{872.9 - 570.9}{570.9}\right) = -0.03$$

$$K_z = 1 + \frac{0.03 \times 680.25 \times 10^3}{0.93 \times 15900 \times 275} = 1.01 < 1.5 \quad \text{OK}$$

8.2.1.2.2 Flexion composée avec risque de déversement

➤ Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

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

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

Avec :

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les sections laminées

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \times (\beta_w)^{0.5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{KL/i_z}{h/t_f}\right) \right]^{0.5}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{252.5/7.34}{\sqrt{1.132} \times \left[1^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{252.5/7.34}{39/1.9}\right) \right]^{0.5}} = 26.84$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{26.84}{86.61}\right) = 0.31 < 0.4 \rightarrow \text{il n'y a pas de risque de déversement.}$$

➤ Vérification au flambement :

$$\frac{680.25}{0.92 \times 4372.50} + \frac{1.06 \times 453.38 \times 10^6}{704.55 \times 10^6} + \frac{1.01 \times 10.39 \times 10^6}{240.05 \times 10^6} = 0.89 < 1$$

➤ Vérification avec le logiciel robot :


Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
547 Poteau_547	 HE 400 A	ACIER E28	59.14	136.56	0.43	69 1.35G+1.5I+1.5(0.67V1+0.87/2 Sn)

Tableau 8.2 Capture des résultats obtenu avec ROBOT

Conclusion

Le profilé choisi est **HEA 400** adéquat comme poteau.

8.2.2 Vérification de la traverse

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (**barre N°546**)

D'après la modélisation

Barre	Combinaison	$N_{sd}(KN)$	$V_z(KN)$	$V_y(KN)$	$M_y(KN.m)$
546	$1.35G+1.5Q+1.5(0.67V_1+\frac{0.87}{2}S_n)$	201.32	362.45	10.92	898.79

Tableau 8.3 les efforts de la traverse la plus sollicitée

8.2.3 Vérification à la résistance

$$M_y = 898.79 \text{ KN.m}$$

$$M_y \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = \frac{3949 \times 275}{1} = 1085.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 898.79 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 1085.98 \text{ KN.m} \quad \text{C'est vérifié}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

8.2.4 Vérification de l'effort tranchant

$$V_z = 362.45 \text{ KN}$$

$$V_z \leq 0.5V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{7472 \times 275}{\sqrt{3} \times 1} = 1186.34 \text{ KN}$$

$$V_z = 362.45 \text{ KN} < 0.5V_{plrd} = 593.17 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

$$V_y = 10.92 \text{ KN}$$

$$V_y \leq 0.5V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{7472 \times 275}{\sqrt{3} \times 1} = 1186.34 \text{ KN}$$

$$V_z = 10.92 \text{ KN} < 0.5V_{plrd} = 593.17 \text{ KN} \quad \text{C'est vérifié}$$

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

8.2.5 Vérification à l'effort normal

$$N_{sd} = 201.32 \text{ KN}$$

$$N^{max} \leq \min\{0.5A_w \times f_y ; 0.25N_{plrd}\}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 197.5 - 2 \times 30 \times 2.3 = 59.5 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \times f_y = 0.5 \times 5950 \times 275 = 818.125 \text{ KN}$$

$$0.25N_{plrd} = 0.25 \times 19750 \times 275 = 1357.812KN$$

$$N^{max} \leq \min\{818.125; 1357.812\}$$

$$N_{sd} = 201.32 KN < N^{max} = 818.125KN \quad \text{C'est vérifié}$$

Donc l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

8.2.6 Vérification à la stabilité

- Flexion composée avec risque de flambement

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{k_y \times M_y}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

- Flexion composée avec risque de déversement

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.rd}} + \frac{k_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply.rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{min} :

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

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

Longueur de flambement :

$$l_y = 12m \text{ (Longueur total de la traverse)}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1200}{20.98} = 57.197$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \times (\beta_A)^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1,2 et 3.

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon = 93.91 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{57.197}{86.61}\right) = 0.66 > 0.2 \rightarrow \text{Il y a de risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1.61 > 1.2$$

$$t_f = 23mm < 40mm$$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement a $\rightarrow \alpha_y = 0.21$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2)$$

$$\phi_y = 0.5(1 + 0.21(0.66 - 0.2) + 0.66^2) = 0.77$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.77 + \sqrt{0.77^2 - 0.66^2}} = 0.88$$

$$\chi_y = 0.88$$

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

Longueur de flambement :

Autour de l'axe faible z-z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le traverse est empêché de flamber sur toute sa longueur par les pannes.

Donc la longueur de flambement $l_z = 1.25m$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{125}{7.24} = 17.27$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{17.27}{86.61} \right) = 0.2 \rightarrow \text{Il y a de risque de flambement}$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1.61 > 1.2$$

$$t_f = 23mm < 40mm$$

Axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement a $\rightarrow \alpha_z = 0.34$

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2)$$

$$\phi_z = 0.5(1 + 0.34(0.2 - 0.2) + 0.2^2) = 0.52$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.52 + \sqrt{0.52^2 - 0.2^2}} = 1$$

$$\chi_z = 1$$

$$\text{Donc : } \chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \min(0.88; 1) = 0.88$$

➤ **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y**

Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) = 0.66(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{3949 - 3550}{3550} \right) = -0.81$$

$$K_y = 1 + \frac{0.81 \times 201.32 \times 10^3}{0.88 \times 19750 \times 275} = 1.03 < 1.5 \quad \text{OK}$$

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**

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

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

Avec :

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les sections laminées

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times (\beta_w)^{0.5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{KL/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0.5}}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{125/7.24}{\sqrt{1.132 \times \left[1^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{125/7.24}{49.5/2.3} \right) \right]^{0.5}}} = 15.81$$

Donc :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{15.81}{86.61} \right) = 0.183 \rightarrow \text{il n'y a pas de risque de déversement.}$$


➤ **Vérification au flambement**

$$\frac{201.32 \times 10^3}{0.88 \times 19750 \times 275} + \frac{1.03 \times 898.73 \times 10^6}{3949 \times 10^3 \times 275} = 0.90 \leq 1$$

➤ **Vérification au déversement**

$$\frac{201.32 \times 10^3}{1 \times 19750 \times 275} + \frac{1 \times 898.73 \times 10^6}{1 \times 3949 \times 10^3 \times 275} = 0.86 \leq 1$$

➤ **Vérification avec le logiciel robot :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
546 Poutre_546	 HEA 500	ACIER E28	91.56	290.92	0.57	69 1.35G+1.5I+1.5(0.67V1+0.87/2 Sn)

Conclusion

Le profilé choisi est **HEA 500** adéquat comme traverse.

Chapitre 9 ETUDE DES ASSEMBLAGES

9.1 Introduction :

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales des éléments utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :



- Le boulonnage
- Le soudage

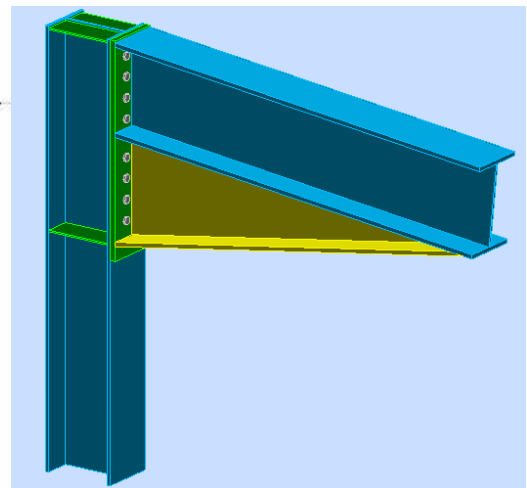
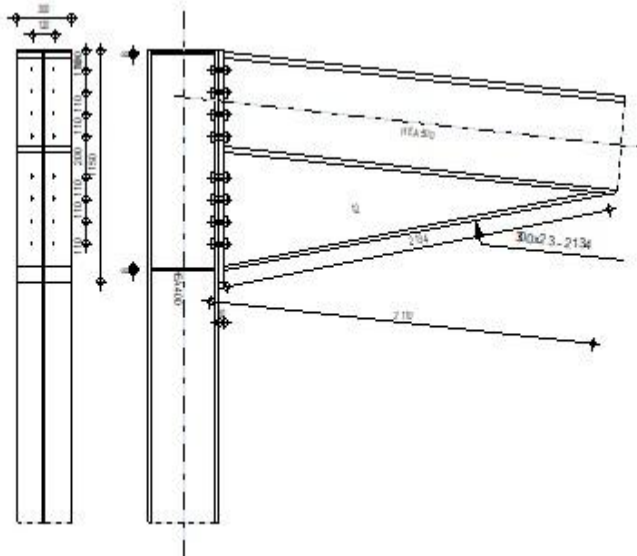
Les liaisons entre les différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les Assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure.

De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. Pour cela, dans ce chapitre en va s'intéresser au dimensionnement des différents assemblages des éléments de la structure.

9.2 Calcul des assemblages avec logiciel Robot Structural Analysis :

9.2.1 Assemblage Traverse-Poteau

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0,90</p>
--	---	--



9.3 Général

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Poteau travers
 Noeud de la structure: 821
 Barres de la structure: 551, 546

9.4 Géométrie

9.4.1 Poteau

Profilé:	HEA 400		
Barre N°:	551		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	390	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yc} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

9.4.2 Poutre

Profilé:	HEA 500		
Barre N°:	546		
$\alpha =$	-5,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	490	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	197,54	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	86974,80	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

9.4.3 Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	261,79	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	100	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	120	[mm]	
Entraxe $p_i =$	110;110;110;200;110;110;110	[mm]	

9.4.4 Platine

$h_p =$	1150	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	30	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yp} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

9.4.5 Jarret inférieur

$w_d =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	23	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	590	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	2110	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	10,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybu} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

9.4.6 Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

 $f_{ysu} = 235000,00$ [kPa] Résistance**Inférieur**

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

 $f_{ysu} = 235000,00$ [kPa] Résistance**9.4.7 Soudures d'angle**

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	17	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	9	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

9.4.8 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

9.5 Efforts**Etat limite: ultime**Cas: 80: $G+1.5V1 (3+4) * 1.00+1*1.50$

$M_{b1,Ed} =$	-843,72	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-191,31	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	88,17	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	-799,16	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	-198,50	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	80,66	[kN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	-44,56	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-7,53	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	383,42	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

9.6 Résultats**9.6.1 Résistances de la poutre****TRACTION** $A_b = 197,54$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3] $N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$ $N_{tb,Rd} = 5432,35$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]**CISAILLEMENT** $A_{vb} = 145,52$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$ $V_{cb,Rd} = 2310,44$ [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)** $W_{plb} = 3948,86$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ $M_{b,pl,Rd} = 1085,94$ [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** $W_{pl} = 9446,35$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$	
$M_{cb,Rd} = 2597,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
AILE ET AME EN COMPRESSION	
$M_{cb,Rd} = 2597,75$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 1059$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$	
$F_{c,fb,Rd} = 2452,56$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

9.6.2 Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILEMENT

$M_{b1,Ed} = -843,72$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = -799,16$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = -7,53$ [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)]
$z = 883$ [mm] Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$	
$V_{wp,Ed} = -46,67$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 57,3$ ₃ [cm ²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 57,3$ ₃ [cm ²] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 1122$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 7,45$ _] [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$ _] [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$ _] [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$	
$V_{wp,Rd} = 834,50$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,06 < 1,00$ vérifié $(0,06)$	

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 317$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 57,33$ [cm ²] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 1,00$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 0,00$ [kPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,94$ [cm ²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$	
$F_{c,wc,Rd1} = 1428,10$ [kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:	
$d_{wc} = 298$ [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)]
$\lambda_s = 3,38$ 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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$	
$F_{c,wc,Rd2} = 1270,57$ [kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:	
$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$	
$F_{c,wc,Rd,upp} = 1270,57$ [kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

9.6.3 Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	33	-	90	-	110	207	243	207	243	213	175	175	175
2	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
3	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
4	33	-	90	-	155	207	244	207	244	310	155	155	155
5	33	-	90	-	155	207	244	207	244	310	155	155	155
6	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
7	33	-	90	-	110	207	244	207	244	220	110	110	110
8	33	-	90	-	110	207	259	207	259	213	192	192	192

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	44	-	90	-	110	275	290	275	290	248	202	202	202
2	44	-	90	-	110	275	288	275	288	220	110	110	110
3	44	-	90	-	110	275	288	275	288	220	110	110	110
4	44	-	90	-	155	275	288	275	288	310	155	155	155
5	44	-	90	-	155	275	288	275	288	310	155	155	155
6	44	-	90	-	110	275	288	275	288	220	110	110	110
7	44	-	90	-	110	275	288	275	288	220	110	110	110
8	44	-	90	-	110	275	288	275	288	248	199	199	199

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

9.6.4 Résistance de l'assemblage à la traction

F_{t,Rd} = 261,79 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

B_{p,Rd} = 382,92 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

N_{j,Rd} = Min (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})

N_{j,Rd} = 4188,67 [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} ≤ 1,0 0,02 < 1,00 **vérifié** (0,02)

9.6.5 Résistance de l'assemblage à la flexion

F_{t,Rd} = 261,79 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

B_{p,Rd} = 382,92 [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 fléchée à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

F_{t,fc,Rd} = 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} = ω b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]

F_{t,ep,Rd} = 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} / γ_{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} = Min (F _{t1,Rd,comp})	453,51	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 453,51	453,51	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 569,77	569,77	Ame du poteau - traction

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(1)} = 523,58$	523, 58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 908,54$	908, 54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765, 85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 15800,95$	15800, 95	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1270,57$	1270, 57	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 2452,56$	2452, 56	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	278, 95	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 454,56$	454, 56	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 569,77$	569, 77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 523,58$	523, 58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 908,54$	908, 54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765, 85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 15800,95 - 453,51$	15347, 44	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1270,57 - 453,51$	817, 06	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2452,56 - 453,51$	1999, 05	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 773,19 - 453,51$	319, 68	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 732,46 - 453,51$	278, 95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 972,87 - 453,51$	519, 36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1028,24 - 453,51$	574, 73	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	172, 25	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 454,56$	454, 56	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 569,77$	569, 77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 523,58$	523, 58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 908,54$	908, 54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765, 85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 15800,95 - 732,46$	15068, 48	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1270,57 - 732,46$	538, 10	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 2452,56 - 732,46$	1720, 09	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 663,84 - 278,95$	384, 89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 599,66 - 278,95$	320, 71	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1137,83 - 732,46$	405, 37	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 904,72 - 732,46$	172, 25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 857,90 - 278,95$	578, 95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 726,00 - 278,95$	447, 05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1401,82 - 732,46$	669, 35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1391,24 - 732,46$	658, 78	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	159, 08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 454,56$	454, 56	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 569,77$	569, 77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 523,58$	523, 58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 908,54$	908, 54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765, 85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 15800,95 - 904,72$	14896, 23	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1270,57 - 904,72$	365, 85	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 2452,56 - 904,72$	1547, 84	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 759,46 - 172,25$	587, 20	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 693,51 - 172,25$	521, 26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1124,10 - 451,21$	672, 89	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 877,01 - 451,21$	425, 81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1532,64 - 904,72$	627, 93	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1063,80 - 904,72$	159, 08	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 914,39 - 172,25$	742, 14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 874,50 - 172,25$	702, 25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1343,34 - 451,21$	892, 13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1237,50 - 451,21$	786, 29	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1887,25 - 904,72$	982, 54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1902,74 - 904,72$	998, 02	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t3,Rd} h_4/h_3$$

$$F_{t4,Rd} = 145,88 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	109, 85	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 454,56$	454, 56	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 569,77$	569, 77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 523,58$	523, 58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 908,54$	908, 54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765, 85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 15800,95 - 1050,59$	14750, 35	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1270,57 - 1050,59$	219, 97	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 2452,56 - 1050,59$	1401, 96	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 789,63 - 145,88$	643, 75	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 776,11 - 145,88$	630, 23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1154,27 - 318,13$	836, 14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 935,55 - 318,13$	617, 42	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1518,91 - 597,09$	921, 83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1047,10 - 597,09$	450, 02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1927,46 - 1050,59$	876, 87	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1160,45 - 1050,59$	109, 85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 970,87 - 145,88$	824, 99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1023,00 - 145,88$	877, 12	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1399,82 - 318,13$	1081, 69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1386,00 - 318,13$	1067, 87	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1828,78 - 597,09$	1231, 69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1749,00 - 597,09$	1151, 91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 2372,69 - 1050,59$	1322, 10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 2414,24 - 1050,59$	1363, 64	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t3,Rd} h_5/h_3$$

$$F_{t5,Rd} = 97,93 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t4,Rd} h_5/h_4$$

$$F_{t5,Rd} = 97,93 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	57, 66	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 454,56$	454, 56	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 569,77$	569, 77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 523,58$	523, 58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 908,54$	908, 54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765, 85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 15800,95 - 1148,52$	14652, 43	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1270,57 - 1148,52$	122, 04	Ame du poteau - compression

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 2452,56 - 1148,52$	1304,04	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 759,46 - 97,93$	661,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 693,51 - 97,93$	595,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 1154,27 - 243,81$	910,46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 935,55 - 243,81$	691,74	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1518,91 - 416,06$	1102,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1047,10 - 416,06$	631,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1883,55 - 695,01$	1188,54	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1125,22 - 695,01$	430,20	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 2292,10 - 1148,52$	1143,58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1206,18 - 1148,52$	57,66	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 914,39 - 97,93$	816,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 874,50 - 97,93$	776,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 1399,82 - 243,81$	1156,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 1386,00 - 243,81$	1142,19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1828,78 - 416,06$	1412,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1749,00 - 416,06$	1332,94	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 2257,73 - 695,01$	1562,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 2112,00 - 695,01$	1416,99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 2801,64 - 1148,52$	1653,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 2777,24 - 1148,52$	1628,72	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	33,59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(7)} = 454,56$	454,56	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(7)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(7)} = 523,58$	523,58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 908,54$	908,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 15800,95 - 1206,18$	14594,77	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 1270,57 - 1206,18$	64,39	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 2452,56 - 1206,18$	1246,38	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 663,84 - 57,66$	606,19	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 599,66 - 57,66$	542,00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 1124,10 - 155,59$	968,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 877,01 - 155,59$	721,43	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1518,91 - 301,46$	1217,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1047,10 - 301,46$	745,64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1883,55 - 473,72$	1409,84	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1125,22 - 473,72$	651,50	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 2248,19 - 752,67$	1495,52	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 1180,73 - 752,67$	428,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 2656,74 - 1206,18$	1450,56	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 1239,77 - 1206,18$	33,59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 857,90 - 57,66$	800,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 726,00 - 57,66$	668,34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 1343,34 - 155,59$	1187,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 1237,50 - 155,59$	1081,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1828,78 - 301,46$	1527,31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1749,00 - 301,46$	1447,54	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 2257,73 - 473,72$	1784,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 2112,00 - 473,72$	1638,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 2686,68 - 752,67$	1934,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 2475,00 - 752,67$	1722,33	Ame de la poutre - traction - groupe

$F_{t7,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t7,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd}(7+6+5+4+3+2+1) - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 3230,59 - 1206,18$	2024,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(7+6+5+4+3+2+1) - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 3140,24 - 1206,18$	1934,06	Ame de la poutre - traction - groupe

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 8

$F_{t8,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t8,Rd,comp}$	Composant
$F_{t8,Rd} = \text{Min}(F_{t8,Rd,comp})$	30,80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(8)} = 464,39$	464,39	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(8)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(8)} = 523,58$	523,58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 908,54$	908,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 765,85$	765,85	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^7 F_{t,Rd} = 15800,95 - 1239,77$	14561,18	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^7 F_{ij,Rd} = 1270,57 - 1239,77$	30,80	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^7 F_{ij,Rd} = 2452,56 - 1239,77$	1212,79	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 784,07 - 33,59$	750,48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 761,71 - 33,59$	728,12	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 1148,71 - 91,25$	1057,46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 925,40 - 91,25$	834,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1543,53 - 189,18$	1354,35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1076,27 - 189,18$	887,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1938,34 - 335,06$	1603,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1168,15 - 335,06$	833,10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 2302,98 - 507,31$	1795,67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1211,79 - 507,31$	704,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 2667,62 - 786,26$	1881,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 1243,95 - 786,26$	457,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 3076,17 - 1239,77$	1836,40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 1279,77 - 1239,77$	40,00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 969,47 - 33,59$	935,88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 1019,32 - 33,59$	985,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 1398,43 - 91,25$	1307,18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 1382,32 - 91,25$	1291,07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1883,86 - 189,18$	1694,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1893,82 - 189,18$	1704,64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 2369,30 - 335,06$	2034,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 2405,32 - 335,06$	2070,27	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 2798,25 - 507,31$	2290,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 2768,32 - 507,31$	2261,01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 3227,20 - 786,26$	2440,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 3131,32 - 786,26$	2345,06	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 3771,12 - 1239,77$	2531,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 3796,56 - 1239,77$	2556,79	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t8,Rd} = F_{t2,Rd} h_8/h_2$$

$$F_{t8,Rd} = 26,41 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t8,Rd} = F_{t3,Rd} h_8/h_3$$

$$F_{t8,Rd} = 18,81 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

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	938	453,51	453,51	569,77	523,58	908,54	523,58	765,85
2	828	278,95	454,56	569,77	523,58	908,54	523,58	765,85
3	718	172,25	454,56	569,77	523,58	908,54	523,58	765,85
4	608	145,88	454,56	569,77	523,58	908,54	523,58	765,85
5	408	97,93	454,56	569,77	523,58	908,54	523,58	765,85
6	298	57,66	454,56	569,77	523,58	908,54	523,58	765,85

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}
7	188	33,59	454,56	569,77	523,58	908,54	523,58	765,85
8	78	18,81	464,39	569,77	523,58	908,54	523,58	765,85

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 934,21 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,90 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,90)$$

9.6.6 Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,88 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 192,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 261,79 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 338,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 338,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	523,58	11,02	453,51	409,58	420,60	164,16
2	523,58	11,02	278,95	251,93	262,95	246,99
3	523,58	11,02	172,25	155,57	166,59	297,63
4	523,58	11,02	145,88	131,75	142,77	310,15
5	523,58	11,02	97,93	88,44	99,46	332,90
6	523,58	11,02	57,66	52,07	63,09	352,01
7	523,58	11,02	33,59	30,34	41,36	363,43
8	523,58	11,02	18,81	16,99	28,01	370,45

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 2437,73 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

9.6.7 Résistance des soudures

$$A_w = 394,90 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 222,36 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 172,54 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 512099,33 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -68373,95 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -66119,30 \text{ [kPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = -11087,51 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 136747,91 < 381176,47 \text{ vérifié} \quad (0,36)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 133625,76 < 381176,47 \text{ vérifié} \quad (0,35)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 68373,95 < 291600,00 \text{ vérifié} \quad (0,23)$$

9.6.8 Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 22 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 78 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$t_{wash} = 5$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]
 $k_{10} = 6$ [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	72,19	4933,29
1	938	4	30	58	2	19,91	1868,01
2	828	2	19	32	2	12,54	1039,26
3	718	2	19	32	2	10,88	781,60
4	608	3	27	45	2	11,81	718,32
5	408	3	27	45	2	7,93	323,70
6	298	2	19	32	2	4,52	134,87
7	188	2	19	32	2	2,85	53,77
8	78	4	33	57	2	1,76	13,77

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$z_{eq} = 683$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$k_{eq} = 11$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 0,05$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 683$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 60$ [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)]

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$S_{j,ini} = 881692,66$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 2,27$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 388452,21$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

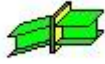
$S_{j,rig} = 69234,53$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 4327,16$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

9.6.9

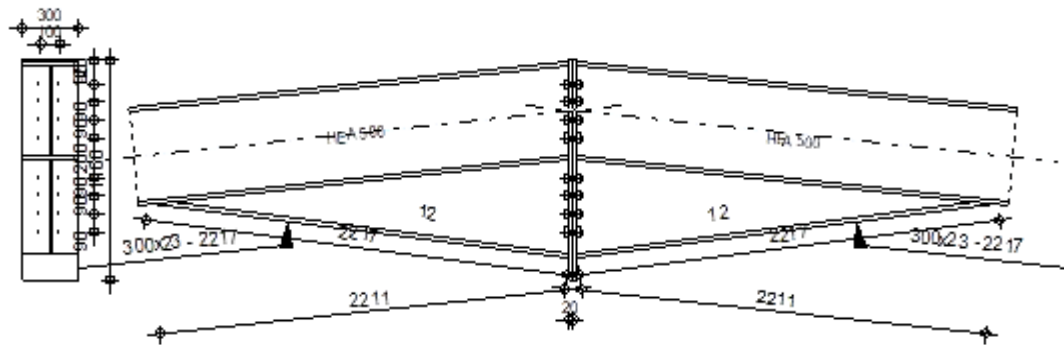
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,90
--	-------	------



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul de l'Encastrement Traverse- Traverse

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,87

9.7 Général

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Travers - Travers
 Noeud de la structure: 825
 Barres de la structure: 553, 554

9.8 Géométrie

9.8.1 Gauche

9.8.2 Poutre

Profilé: HEA 500
 Barre N°: 553

$\alpha =$	-174,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	490	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	197,54	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	86974,80	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} =$ 275000,00 [kPa] Résistance

9.8.3 Droite

9.8.4 Poutre

Profilé: HEA 500
 Barre N°: 554

$\alpha =$	-5,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	490	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$\alpha =$	-5,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
$r_{br} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	197,54	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	86974,80	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

9.8.5 Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	218,16	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	120	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	100	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	90;90;90;200;90;90;90	[mm]	

9.8.6 Platine

$h_{pr} =$	1100	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ypr} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

9.8.7 Jarret inférieur

$w_{rd} =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	23	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	490	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	2211	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	7,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235000,00	[kPa]	Résistance

9.8.8 Soudures d'angle

$a_w =$	9	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	17	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

9.8.9 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

9.9 Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 80: G+1.5V1 (3+4)*1.00+1*1.50

$M_{b1,Ed} =$	-760,94	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-190,08	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	80,66	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

9.10 Résultats

9.10.1 Résistances de la poutre

TRACTION

$A_b = 197,54$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 5432,35$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 133,52$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 2119,91$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,09 < 1,00$ **vérifié** (0,09)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3948,86$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 1085,94$ [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

$W_{pl} = 8343,16$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 2294,37$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 2294,37$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 959$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 2391,71$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

9.10.2 Paramètres géométriques 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	34	-	100	-	90	212	258	212	258	196	173	173	173
2	34	-	100	-	90	212	260	212	260	180	90	90	90
3	34	-	100	-	90	212	260	212	260	180	90	90	90
4	34	-	100	-	145	212	260	212	260	290	145	145	145
5	34	-	100	-	145	212	260	212	260	290	145	145	145
6	34	-	100	-	90	212	260	212	260	180	90	90	90
7	34	-	100	-	90	212	260	212	260	180	90	90	90
8	34	-	100	-	90	212	260	212	260	196	175	175	175

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

9.10.3 Résistance de l'assemblage à la traction

$F_{t,Rd} = 218,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 403,08$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$$N_{i,Rd} = \text{Min} (N_{b,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$$

$$N_{i,Rd} = 3490,56 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

9.10.4 Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 218,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 403,08 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – 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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	428,70	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 428,70$	428,70	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 701,19$	701,19	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 2391,71$	2391,71	Aile de la poutre - compression

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	245,92	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 430,53$	430,53	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 701,19$	701,19	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2391,71 - 428,70$	1963,01	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 674,62 - 428,70$	245,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 866,59 - 428,70$	437,89	Ame de la poutre - traction - groupe

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	307,45	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 430,53$	430,53	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 701,19$	701,19	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 2391,71 - 674,62$	1717,09	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 585,49 - 245,92$	339,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 594,00 - 245,92$	348,08	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 982,07 - 674,62$	307,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1163,59 - 674,62$	488,97	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 216,34 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	430,53	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 430,53$	430,53	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 701,19$	701,19	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 2391,71 - 890,96$	1500,75	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 654,67 - 216,34$	438,32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 775,50 - 216,34$	559,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 962,12 - 462,26$	499,86	Platine d'about - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1072,50 - 462,26$	610,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1329,28 - 890,96$	438,32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1642,09 - 890,96$	751,13	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 290,65 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 186,77 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	430,53	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 430,53$	430,53	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 701,19$	701,19	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 2391,71 - 1077,74$	1313,98	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 694,42 - 186,77$	507,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 957,00 - 186,77$	770,23	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1001,88 - 403,12$	598,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1254,00 - 403,12$	850,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1309,33 - 649,03$	660,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1551,00 - 649,03$	901,97	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1676,49 - 1077,74$	598,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 2120,59 - 1077,74$	1042,85	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 188,39 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 121,06 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	430,53	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 430,53$	430,53	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 701,19$	701,19	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 2391,71 - 1198,80$	1192,92	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 654,67 - 121,06$	533,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 775,50 - 121,06$	654,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 1001,88 - 307,83$	694,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 1254,00 - 307,83$	946,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1309,33 - 524,18$	785,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1551,00 - 524,18$	1026,82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1616,79 - 770,09$	846,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1848,00 - 770,09$	1077,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1983,95 - 1198,80$	785,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 2417,59 - 1198,80$	1218,80	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 142,37 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$$F_{t6,Rd} = 91,49 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min}(F_{t7,Rd,comp})$	430,53	Résistance d'une rangée de boulon

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(7)} = 430,53$	430,53	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 701,19$	701,19	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{ij,Rd} = 2391,71 - 1290,28$	1101,43	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 585,49 - 91,49$	494,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 594,00 - 91,49$	502,51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 962,12 - 212,55$	749,57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 1072,50 - 212,55$	859,95	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1309,33 - 399,32$	910,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 1551,00 - 399,32$	1151,68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1616,79 - 615,67$	1001,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 1848,00 - 615,67$	1232,33	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 1924,24 - 861,58$	1062,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 2145,00 - 861,58$	1283,42	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 2291,40 - 1290,28$	1001,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 2714,59 - 1290,28$	1424,31	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$$

$$F_{t7,Rd} = 96,35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd} h_7/h_2$$

$$F_{t7,Rd} = 61,92 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8

F_{t8,Rd,comp} - Formule	F_{t8,Rd,comp}	Composant
$F_{t8,Rd} = \text{Min}(F_{t8,Rd,comp})$	430,53	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(8)} = 430,53$	430,53	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 701,19$	701,19	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^7 F_{ij,Rd} = 2391,71 - 1352,20$	1039,51	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 676,45 - 61,92$	614,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{ij,Rd} = 874,95 - 61,92$	813,03	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 983,90 - 153,40$	830,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{ij,Rd} = 1171,95 - 153,40$	1018,54	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1331,11 - 274,46$	1056,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{ij,Rd} = 1650,45 - 274,46$	1375,98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 1678,32 - 461,24$	1217,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{ij,Rd} = 2128,95 - 461,24$	1667,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 1985,78 - 677,58$	1308,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{ij,Rd} = 2425,95 - 677,58$	1748,36	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 2293,23 - 923,50$	1369,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{ij,Rd} = 2722,95 - 923,50$	1799,45	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 2660,40 - 1352,20$	1308,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{ij,Rd} = 3292,54 - 1352,20$	1940,34	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t8,Rd} = F_{t1,Rd} h_8/h_1$$

$$F_{t8,Rd} = 50,33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t8,Rd} = F_{t2,Rd} h_8/h_2$$

$$F_{t8,Rd} = 32,35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

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	838	428,70	-	-	428,70	701,19	436,32	806,16
2	748	245,92	-	-	430,53	701,19	436,32	806,16
3	658	216,34	-	-	430,53	701,19	436,32	806,16
4	568	186,77	-	-	430,53	701,19	436,32	806,16
5	368	121,06	-	-	430,53	701,19	436,32	806,16

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
6	278	91,49	-	-	430,53	701,19	436,32	806,16
7	188	61,92	-	-	430,53	701,19	436,32	806,16
8	98	32,35	-	-	430,53	701,19	436,32	806,16

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 877,05 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,87 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,87)$$

9.10.5 Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,91 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 165,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 218,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 356,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 356,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	436,32	10,08	428,70	371,95	382,03	123,96
2	436,32	10,08	245,92	213,36	223,44	209,87
3	436,32	10,08	216,34	187,71	197,79	223,77
4	436,32	10,08	186,77	162,05	172,13	237,67
5	436,32	10,08	121,06	105,03	115,12	268,56
6	436,32	10,08	91,49	79,38	89,46	282,46
7	436,32	10,08	61,92	53,72	63,80	296,36
8	436,32	10,08	32,35	28,06	38,15	310,26

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min}(\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1952,91 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

9.10.6 Résistance des soudures

$$A_w = 376,94 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 222,36 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 154,58 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 397868,22 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -73274,88 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -70668,08 \text{ [kPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = -12296,73 \text{ [kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 146549,75 < 381176,47 \text{ vérifié} \quad (0,38)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 142931,93 < 381176,47 \text{ vérifié} \quad (0,37)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 73274,88 < 291600,00 \text{ vérifié} \quad (0,25)$$

9.10.7 Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 22 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	72	[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	156,51	9574,61
1	838	∞	∞	32	5	39,78	3335,54
2	748	∞	∞	17	4	27,94	2091,09
3	658	∞	∞	17	4	24,58	1618,42
4	568	∞	∞	27	4	25,54	1451,57
5	368	∞	∞	27	4	16,55	609,82
6	278	∞	∞	17	4	10,39	289,42
7	188	∞	∞	17	4	7,03	132,56
8	98	∞	∞	33	5	4,69	46,18

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 612 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 26 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 2010668,46 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,04 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 987193,90 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 66087,50 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 4130,47 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} > S_{j,rig}$ RIGIDE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

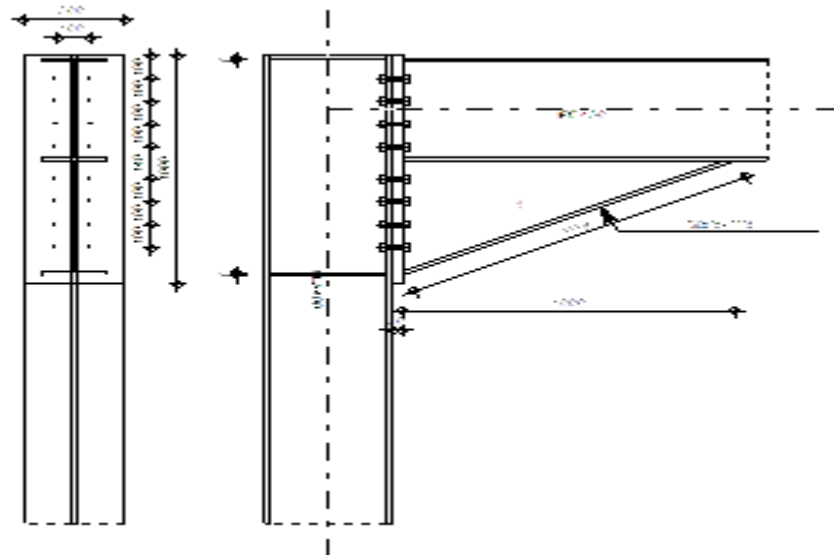
Ratio 0,87



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul de l'Encastrement Poteau-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,82**9.11 Général**

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Poteau Poutre
 Noeud de la structure: 10608
 Barres de la structure: 4220, 4223

9.12 Géométrie**9.12.1 Poteau**

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 4220
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275000,00$ [kPa] Résistance

9.12.2 Poutre

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 4223
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_f =$	190	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yb} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

9.12.3 Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 8.8 Classe du boulon		
$F_{tRd} =$	101,74	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	100	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100	[mm]	
Entraxe $p_i =$	100;100;100;140;100;100;100 [mm]		

9.12.4 Platine

$h_p =$	1000	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	30	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$f_{yp} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

9.12.5 Jarret inférieur

$w_d =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	500	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1000	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	26,6	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E28		
$f_{ybu} =$	275000,00	[kPa]	Résistance

9.12.6 Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235000,00	[kPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235000,00	[kPa]	Résistance

9.12.7 Soudures d'angle

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	11	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

9.12.8 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

9.13 Efforts

Etat limite: ultime

Cas:	82: 1.35G+1.5I (3+4)*1.35+(5+11+19+23)*1.50	
$M_{b1,Ed} =$	428,01 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	247,22 [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-23,69 [kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	309,03 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	201,19 [kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	16,32 [kN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	118,98 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	39,73 [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-452,88 [kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

9.14 Résultats

9.14.1 Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b =$	98,82 [cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{cb,Rd} =$	2717,55 [kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	97,84 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} =$	1553,49 [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,16 < 1,00	vérifié	(0,16)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1701,79 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd} =$	467,99 [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

$W_{pl} =$	4010,28 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{cb,Rd} =$	1102,83 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	1102,83 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	935 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} =$	1180,08 [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:

$\beta =$	0,0 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	26,6 [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	242 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	50,84 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	1,00	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]

Pression diamétrale:

$\beta =$	0,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\sigma_{com,Ed} =$	242640,82	[kPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	0,82		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 1022,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$d_{wb} =$	379	[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)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 767,88 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 953,56 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 767,88 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

9.14.2 Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	428,01	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	309,03	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	39,73	[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)]
$z =$	802	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 128,51 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = \frac{57,3}{3} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = \frac{57,3}{3} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 972 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 7,45 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 836,85 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,15 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	337	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,33	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]
$\omega =$	1,00		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	67820,49	[kPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,62	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1: [6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1481,74 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$d_{wc} =$	298	[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)]

Flambement:

$d_{wc} = 298$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 3,38$ 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]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2} = 1294,90$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd} = 1294,90$ [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:

$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 336$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 57,33$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 1,00$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 67820,49$ [kPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 19,62$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1} = 1476,53$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 298$ [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)]

$\lambda_s = 3,38$ 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]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2} = 1292,21$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 1292,21$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

9.14.3 Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	23	-	100	-	100	144	183	144	183	172	125	125	125
2	23	-	100	-	100	144	217	144	217	200	100	100	100
3	23	-	100	-	100	144	217	144	217	200	100	100	100
4	23	-	100	-	120	144	217	144	217	240	120	120	120
5	23	-	100	-	120	144	217	144	217	240	120	120	120
6	23	-	100	-	100	144	217	144	217	200	100	100	100
7	23	-	100	-	100	144	217	144	217	200	100	100	100
8	23	-	100	-	100	144	183	144	183	172	125	125	125

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	37	-	100	-	100	235	282	235	282	217	195	195	195
2	37	-	100	-	100	235	275	235	275	200	100	100	100
3	37	-	100	-	100	235	275	235	275	200	100	100	100
4	37	-	100	-	120	235	275	235	275	240	120	120	120
5	37	-	100	-	120	235	275	235	275	240	120	120	120
6	37	-	100	-	100	235	275	235	275	200	100	100	100
7	37	-	100	-	100	235	275	235	275	200	100	100	100
8	37	-	100	-	100	235	275	235	275	217	187	187	187

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

- m – Distance du boulon de l'âme
 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

9.14.4 Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1535,76 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

9.14.5 Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 101,74 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 278,49 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = D_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	203,47	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 203,47	203,47	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 415,17	415,17	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 203,47	203,47	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 607,13	607,13	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 556,98	556,98	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β = 3010,52	3010,52	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1294,90	1294,90	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 1180,08	1180,08	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} = 767,88	767,88	Ame de la poutre - compression

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	203,47	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 203,47	203,47	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(2)} = 415,17	415,17	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(2)} = 203,47	203,47	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(2)} = 607,13	607,13	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 556,98	556,98	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 3010,52 - 203,47	2807,05	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 1294,90 - 203,47	1091,42	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 1180,08 - 203,47	976,60	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 767,88 - 203,47	564,41	Ame de la poutre - compression
F _{t,fc,Rd(2+1)} - ∑ ¹ F _{tj,Rd} = 406,94 - 203,47	203,47	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 610,44 - 203,47$	406,97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 406,94 - 203,47$	203,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 763,04 - 203,47$	559,57	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 179,59 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	203,47	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 203,47$	203,47	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 415,17$	415,17	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 203,47$	203,47	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 607,13$	607,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 556,98$	556,98	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 3010,52 - 383,06$	2627,46	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1294,90 - 383,06$	911,84	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1180,08 - 383,06$	797,02	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 767,88 - 383,06$	384,82	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 406,94 - 179,59$	227,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 554,27 - 179,59$	374,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 610,42 - 383,06$	227,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 801,08 - 383,06$	418,03	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 406,94 - 179,59$	227,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 517,00 - 179,59$	337,41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 610,42 - 383,06$	227,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1021,54 - 383,06$	638,48	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 155,70 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 155,70 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	203,47	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 203,47$	203,47	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 415,17$	415,17	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 203,47$	203,47	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 607,13$	607,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 556,98$	556,98	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 3010,52 - 538,76$	2471,77	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1294,90 - 538,76$	756,14	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1180,08 - 538,76$	641,32	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 767,88 - 538,76$	229,12	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 406,94 - 155,70$	251,24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 599,66 - 155,70$	443,96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 610,42 - 335,29$	275,13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 793,00 - 335,29$	457,71	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 813,89 - 538,76$	275,13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 964,43 - 538,76$	425,67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 406,94 - 155,70$	251,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 568,70 - 155,70$	413,00	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 610,42 - 335,29$	275,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 827,20 - 335,29$	491,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 813,89 - 538,76$	275,13	Platine d'about - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1331,74 - 538,76$	792,98	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 131,81 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 131,81 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	97,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 203,47$	203,47	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 415,17$	415,17	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 203,47$	203,47	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 607,13$	607,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 556,98$	556,98	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 3010,52 - 670,57$	2339,95	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1294,90 - 670,57$	624,33	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1180,08 - 670,57$	509,50	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 767,88 - 670,57$	97,31	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 406,94 - 131,81$	275,13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 642,79 - 131,81$	510,97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 610,42 - 287,51$	322,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 825,25 - 287,51$	537,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 813,89 - 467,10$	346,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 958,93 - 467,10$	491,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1017,36 - 670,57$	346,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1074,91 - 670,57$	404,34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 406,94 - 131,81$	275,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 620,40 - 131,81$	488,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 610,42 - 287,51$	322,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 878,90 - 287,51$	591,39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 813,89 - 467,10$	346,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1137,40 - 467,10$	670,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1017,36 - 670,57$	346,79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1641,94 - 670,57$	971,37	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 203,47$	203,47	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 415,17$	415,17	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 203,47$	203,47	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 607,13$	607,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 556,98$	556,98	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 3010,52 - 767,88$	2242,64	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1294,90 - 767,88$	527,01	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1180,08 - 767,88$	412,19	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 767,88 - 767,88$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 406,94 - 97,31$	309,63	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 599,66 - 97,31$	502,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 610,42 - 229,12$	381,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 825,25 - 229,12$	596,12	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 813,89 - 384,82$	429,06	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 958,93 - 384,82$	574, 11	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1017,36 - 564,41$	452, 95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1055,39 - 564,41$	490, 98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1220,83 - 767,88$	452, 95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1139,45 - 767,88$	371, 57	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 406,94 - 97,31$	309, 63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 568,70 - 97,31$	471, 39	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 610,42 - 229,12$	381, 29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 878,90 - 229,12$	649, 78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 813,89 - 384,82$	429, 06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 1137,40 - 384,82$	752, 58	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1017,36 - 564,41$	452, 95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1395,90 - 564,41$	831, 49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1220,83 - 767,88$	452, 95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1900,44 - 767,88$	1132, 56	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	852	203, 47	203, 47	415, 17	203, 47	607, 13	203, 47	556, 98
2	752	179, 59	203, 47	415, 17	203, 47	607, 13	203, 47	556, 98
3	652	155, 70	203, 47	415, 17	203, 47	607, 13	203, 47	556, 98
4	552	131, 81	203, 47	415, 17	203, 47	607, 13	203, 47	556, 98
5	412	97, 31	203, 47	415, 17	203, 47	607, 13	203, 47	556, 98
6	312	-	203, 47	415, 17	203, 47	607, 13	203, 47	556, 98
7	212	-	203, 47	415, 17	203, 47	607, 13	203, 47	556, 98
8	112	-	203, 47	415, 17	203, 47	607, 13	203, 47	556, 98

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 522, 65 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,82 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,82)$$

9.14.6 Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,84 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 73,29 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 101,74 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 246,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 246,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vi,Rd}
1	203, 47	-2, 96	203, 47	166, 63	163, 67	62, 36
2	203, 47	-2, 96	179, 59	147, 07	144, 11	72, 43
3	203, 47	-2, 96	155, 70	127, 51	124, 54	82, 49
4	203, 47	-2, 96	131, 81	107, 94	104, 98	92, 56
5	203, 47	-2, 96	97, 31	79, 69	76, 73	107, 09
6	203, 47	-2, 96	0, 00	0, 00	-2, 96	146, 57
7	203, 47	-2, 96	0, 00	0, 00	-2, 96	146, 57
8	203, 47	-2, 96	0, 00	0, 00	-2, 96	146, 57

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

$F_{ij,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{ij,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 856,65 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,29 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

9.14.7 Résistance des soudures

$$A_w = 208,79 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 88,04 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 120,75 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 195693,87 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 79293,86 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 76856,06 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 20474,31 \quad \text{[kPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 158587,73 < 381176,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,42)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 157749,83 < 381176,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 79293,86 < 291600,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

9.14.8 Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 12 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 16 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 71 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

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	52,77	3222,95
1	852	3	64	91	1	12,62	1074,63
2	752	2	51	47	1	9,63	724,01
3	652	2	51	47	1	8,35	544,22
4	552	3	62	56	1	7,91	436,46
5	412	3	62	56	1	5,90	243,09
6	312	2	51	47	1	3,99	124,55
7	212	2	51	47	1	2,71	57,48
8	112	3	64	87	1	1,66	18,51

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad \text{[6.3.3.1.(2)]}$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j \quad \text{[6.3.3.1.(3)]}$$

$$Z_{eq} = 611 \quad \text{[mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent}$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq} \quad \text{[6.3.3.1.(1)]}$$

$$k_{eq} = 9 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons}$$

$$A_{vc} = 57,33 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 0,28 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad \text{[5.3.(7)]}$$

$$z = 611 \quad \text{[mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad \text{[6.2.5]}$$

$$k_1 = 13 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

$$k_2 = \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

$$S_{j,ini} = 404478,65 \quad \text{[kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

$$\mu = 1,74 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad \text{[6.3.1.(6)]}$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

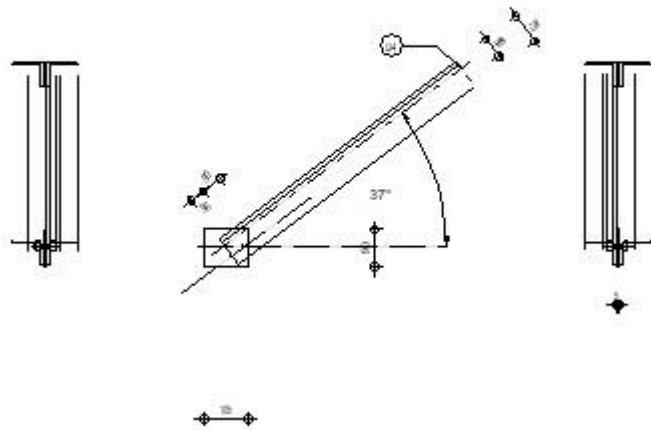
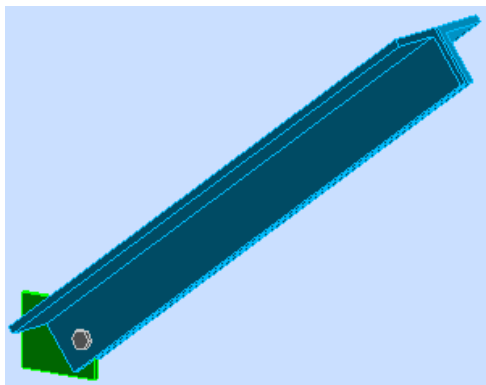
$$S_j = 232110,60 \quad \text{[kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 80982,96$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 5061,44$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \leq S_{j,rig}$ RIGIDE		

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,82
--	-------	------

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016
	Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009
Ratio 0,86	



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Gousset - barre simple
 Noeud de la structure: 780
 Barres de la structure: 5892,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 4					
Barre N°:		5892					
Profilé:		2 EA 75x75x10					
	h	75					mm
	b_f	75					mm
	t_w	10					mm
	t_f	10					mm
	r	8					mm
	A	26,80					cm ²
Matériau:		ACIER E28					
	f_y	275000,00					kPa
	f_u	405000,00					kPa
Angle	α	36,9					Deg
Longueur	l	0,00					m

BOULONS

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon
 d = 12 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 0,84 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1,13 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 240000,00 [kPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 400000,00 [kPa] Résistance du boulon à la traction

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon
n = 1 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons [mm]

$e_1 = 36$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 0$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

b = 5 [mm] Bord b

GOUSSET

$l_p = 105$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 90$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 5$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage

$v_1 = 0$ [mm] Grugeage

$h_2 = 0$ [mm] Grugeage

$v_2 = 0$ [mm] Grugeage

$h_3 = 0$ [mm] Grugeage

$v_3 = 0$ [mm] Grugeage

$h_4 = 0$ [mm] Grugeage

$v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (53 ; 45)

$e_v = 50$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 50$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275000,00$ [kPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 75 : $1.35G+1.5I+1.5(0.87S_n)+0(0.67V_1)$ $(3+4)*1.35+(5+11+19+23)*1.50+6*1.30$

$N_{b4,Ed} = -8,43$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 43,43$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,92$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,92 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 170,4$ [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,64$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,64 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 118,38$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la platine			
Direction x			
$k_{1x} = 1,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$1,67 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,30$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,30 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 9,7$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,40$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,40 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 6,43$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 28$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$M_0 = 0,24$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} = 8,43$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{MSd} = 0,00$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 8,43$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 8,43$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 9,75$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 6,43$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -8,43 < 9,75$	vérifié	(0,86)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 6,43$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$8,43 < 43,43$	vérifié	(0,19)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{u,Rd} = 113,89$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = [2 \cdot (e_2 - 0.5 \cdot d_0) \cdot t \cdot f_{u4}] / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 331,65$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y4}) / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -4,21 < 113,89$	vérifié	(0,04)
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -4,21 < 331,65$	vérifié	(0,01)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 1,76$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 2,80$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 72,9$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -4,21 < 72,97$	vérifié	(0,06)

ATTACHE GOUSSET

VERIFICATION DES SOUDURES D'ANGLE

$e =$	69 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	-0,17 $\frac{[kN^*]}{m}$	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) * e$
$A_w =$	5,25 [cm ²]	Aire de la section de la soudure	$A_w = a * l$
$\sigma =$	23844,0 $\frac{[kPa]}{4}$	Contrainte normale dans la soudure	$\sigma = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) / A_w + M_0 / W_{yw}$
$\sigma_{\perp} =$	16860,2 $\frac{[kPa]}{8}$	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$		16860,28 < 291600,00 vérifié	(0,06)
$\tau_{\perp} =$	-16860,28 [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} =$	-6419,55 [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	$\tau_{\parallel} = (0.5 * N_{b1,Ed} * \cos(\alpha)) / A_s$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$		35506,45 < 381176,47 vérifié	(0,09)

REMARQUES

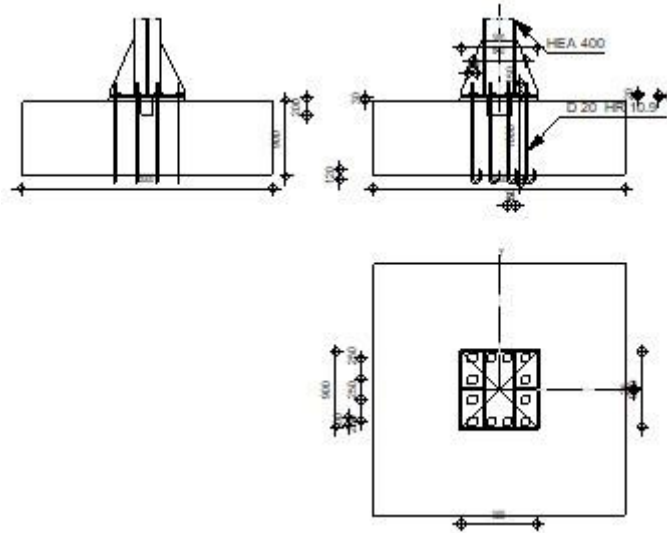
Entraxe des boulons sur la barre 4 trop faible	0 [mm] < 29 [mm]
Pince du boulon trop faible.	9 [mm] < 16 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,86



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul du Pied de Poteau encastréEurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB
Design Guide: Design of fastenings in concreteRatio
0,84**9.15 Général**

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 822
 Barres de la structure: 547

9.16 Géométrie**9.16.1 Poteau**

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 547

$L_c =$	10,10	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	390	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} =$ 275000,00 [kPa] Résistance
 $f_{uc} =$ 405000,00 [kPa] Résistance ultime du matériau

9.16.2 Platine de prescellement

$l_{pd} =$	900	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	900	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	30	[mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E28
 $f_{ypd} =$ 275000,00 [kPa] Résistance

Matériau: ACIER E28
 $f_{ypd} = 275000,00$ [kPa] Résistance
 $f_{upd} = 405000,00$ [kPa] Résistance ultime du matériau

9.16.3 Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 900000,00$ [kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1200000,00$ [kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 200; 220$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 250; 250$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 150$ [mm]
 $L_2 = 1000$ [mm]
 $L_3 = 100$ [mm]
 $L_4 = 120$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 100$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 100$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 20$ [mm] Epaisseur

9.16.4 Bêche

Profilé: IPE 300
 $l_w = 200$ [mm] Longueur
Matériau: ACIER E28
 $f_{yw} = 275000,00$ [kPa] Résistance

9.16.5 Raidisseur

$l_s = 900$ [mm] Longueur
 $w_s = 900$ [mm] Largeur
 $h_s = 650$ [mm] Hauteur
 $t_s = 25$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 60$ [mm] Grugeage

9.16.6 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

9.16.7 Semelle isolée

$L = 3000$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 3000$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25
 $f_{ck} = 25000,00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12000,00$ [kPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

9.16.8 Soudures

$a_p = 15$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_w = 20$ [mm] Bêche
 $a_s = 6$ [mm] Raidisseurs

9.17 Efforts

Cas: 80: G+1.5V1 (3+4)*1.00+1*1.50

$N_{j,Ed} = 249,22$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -0,00$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -45,06$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 117,06$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = 0,02$ [kN*m] Moment fléchissant

9.18 Résultats**9.18.1 Zone comprimée****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 16666,67$ [kPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 22222,22$ [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{Mo}))}$
 $c = 61$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 141$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 422$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 594,24$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 5348,12$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$
 $F_{rd,u} = 2971,18$ [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)]
 $f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$
 $f_{jd} = 33333,33$ [kPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $A_{c,y} = 1588,76$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $A_{c,z} = 1303,75$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$
 $F_{c,Rd,y} = 5295,86$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 4345,82$ [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]
 $W_{pl,y} = 12148,67$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 3340,89$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 431$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$
 $F_{c,fc,Rd,y} = 7749,96$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
 $W_{pl,z} = 9952,55$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,z} = 2736,95$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,z} = 454$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$
 $F_{c,fc,Rd,z} = 6026,64$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y} = 5295,86$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{C,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{C,Rd,z} = 4345,82$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

9.18.2 Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 2,45$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 1200000,00$ [kPa] 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)]

$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd,s1} = 179,93$ [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 900000,00$ [kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$

$F_{t,Rd,s2} = 183,75$ [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 179,93$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25000,00$ [kPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$

$f_{ctd} = 1196,98$ [kPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_1 = 1,00$ Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_2 = 1,00$ Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$

$f_{bd} = 2693,21$ [kPa] 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)]

$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$

$F_{t,Rd,p} = 152,30$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 787$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5}/mm^{0,5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1,5}$

$N_{Rk,c}^0 = 827,40$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 2360$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 1180$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 93300,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 90000,00$ [cm²] 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]

$c = 1125$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1,0$

$\psi_{s,N} = 0,99$ 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]

$\psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef}[\text{mm}] / 200 \leq 1,0$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$

$F_{t,Rd,c} = 364,3$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 900$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5}/mm^{0,5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1,5}$

$N_{Rk,c}^0 = 1012,50$ [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]

$N_{Rk,c}^0 = 1012,50$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 900$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 62220,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 62220,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 1,00$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 900$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 1,00$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$			
$\psi_{h,N} = 0,63$		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]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} = 295,29$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 152,30 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 372$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 372$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 108$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 23,04$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 23,04$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 852,98$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 526,27$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 609,19$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} = 526,27$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 372$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 372$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 108$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 23,04$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 23,04$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 852,98$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 526,27$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 609,19$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,z} = 526,27$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$t_{wc} = 11$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} = 435$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} = 57,33$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,72$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd,z} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$			
$F_{t,wc,Rd,z} = 953,36$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 1578,81$ [kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 526,27$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$		
$F_{T,Rd,z} = 526,27$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

9.18.3 Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,16 < 1,00$	vérifié	(0,16)
$e_y = 470$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 216$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 320$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 193,19$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{i,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,61 < 1,00$	vérifié	(0,61)
$e_z = 0$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 227$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 375$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 0,10$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{i,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,24 < 1,00$	vérifié	(0,24)
$M_{i,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{i,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,84 < 1,00$	vérifié	(0,84)

9.18.4 Cisaillement**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 1,14$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	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]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 486,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,97$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 486,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 3,14$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1200000,00$ [kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 74,80$ [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]
$M_{RK,s} = 0,54$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 55$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M M_{RK,s} / (l_{sm} \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 16,37$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{RK,c} = 786,98$ [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]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 786,98$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 728,68$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON**Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y} = 3430,9$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,37$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4.]
$\psi_{h,V,y} = 1,23$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,91$	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]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 664,56$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 3685,6$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,32$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4.]
$\psi_{h,V,z} = 1,25$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,89$	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]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 615,37$ [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

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,y} = 1400,00$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,z} = 700,00$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 1596,48$ [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)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 896,48$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{i,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	vérifié (0,05)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{i,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	vérifié (0,05)

9.18.5 Contrôle des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 41,16$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 329,27$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 143$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 174686,56$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 2656,46$ [kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 12658,55$ [kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 20262,83$ [kPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 35196,64$ [kPa]	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)	$0,13 < 1,00$	vérifié (0,13)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 20,65$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 91,80$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 201$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 142557,65$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 2473,38$ [kPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 6944,10$ [kPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 5649,06$ [kPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 10092,23$ [kPa]	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)

9.18.6 Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 12813,35$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 12813,35$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = -0,02$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -2701,24$ [kPa]	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)	$0,04 < 1,00$	vérifié (0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,07 < 1,00$	vérifié (0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,06 < 1,00$	vérifié (0,06)

9.18.7 Soudures verticales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 34442,27$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 34442,27$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} = 42214,23$ [kPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 100454,97$ [kPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,26 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$\sigma_{\perp} = 17283,84 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 17283,84 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\parallel} = 11768,87 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 40130,32 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

9.18.8 Soudures horizontales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$$\sigma_{\perp} = 76088,15 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 76088,15 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\parallel} = 54177,93 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 178783,02 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,47 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,47)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$$\sigma_{\perp} = 18030,67 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 18030,67 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\parallel} = 10752,31 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 40586,40 \quad [\text{kPa}] \quad \text{Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

9.18.9 Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{\text{eff}} = 141 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{\text{eff}} = 422 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{\text{eff}} * l_{\text{eff}})} / (1.275 * E)$$

$$k_{13,y} = 29 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{\text{eff}} = 372 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 108 \quad [\text{mm}] \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.850 * l_{\text{eff}} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 7 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 250 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 2 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0,69 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,\text{ini},y} = 52073,15 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [\text{Tableau 6.12}]$$

$$S_{j,\text{rig},y} = 281125,96 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{ini},y} < S_{j,\text{rig},y} \quad \text{SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$$

$$k_{13,z} = 43 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{\text{eff}} = 372 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 108 \quad [\text{mm}] \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.850 * l_{\text{eff}} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 7 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$L_b = 250$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,z} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 1,59$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 75209,59$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 53417,95$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \leq S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

9.18.10 Composant le plus faible:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

9.19 Remarques

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.

50 [mm] < 60 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,84
--	-------	------

Chapitre 10 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

10.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

10.2 Les types des fondations

- **Fondation superficielle**
 - Semelle isolée sous Poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radiers généraux ou nervurés
- **Fondation profonde (semelle sous pieux)**

10.3 Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
 - Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
 - Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.
- Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

10.4 Choix des fondations

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

- L'ossature a une trame serrée (chevauchement des semelles isolées, filantes).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est important.
- Il est difficile de réaliser des pieux (cout, vibration nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

La contrainte admissible de notre sol site S_2 est : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

La profondeur d'ancrage : $D = 2\text{m}$

10.5 Calcul des fondations sous les poteaux

10.5.1 Détermination des sollicitations

D'après le **RPA 99/2003 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action accidentelles suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL 91 :

- ELU : $1,35(G+Q+S)$
- ELS : $G+Q+S$

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	$G+Q+1.2E$	$1.35(G+Q+S)$	$G+Q+S$
N^{max} (KN)	387.92	680.25	471.32
M_y (KN.m)	243.75	453.38	264.88
M_z (KN.m)	20.85	10.39	7.01
V_y (KN)	23.59	7.84	5.70
V_z (KN)	112.73	176.93	111

Tableau 10.1 Sollicitations à la base des poteaux

10.6 Pré dimensionnement de la semelle poteau

Les dimensions de la semelle sont choisies de telle sorte à ce qu'elles remplissent aux conditions d'homothétie, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h \times b$) les semelles seront donc rectangulaires, donc les semelles sont rectangulaires ($H \times B$).

h et b : dimension de la platine.

H et B : dimension de la semelle.

$h_1 = d + c$; avec $c = 5\text{cm}$ (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par : (BAEL 91-ch 15.III-ART 1.2)

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B - b}{4} \\ \frac{H - a}{4} \end{array} \right.$$

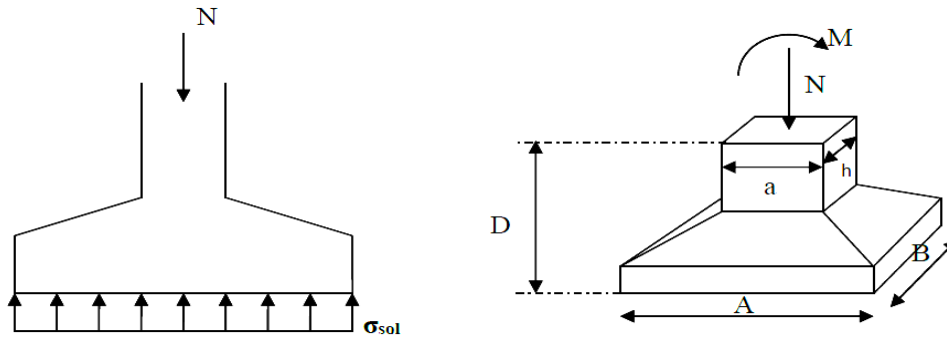


Figure 10-1 Dimension de la semelle

10.6.1 Critère de non poinçonnement

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$ Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_M : contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

- $\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$
- $\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$

Avec :

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$b = 90 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{H}{B} \rightarrow H = B$$

Où : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés.

10.6.2 Dimensionnement de la semelle

- **Situation accidentelle** : $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{243.75}{387.92} = 0.63$$

$$\frac{N}{B \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 0.97 B + 3.67 \leq 0$$

$$B_1 = 1.75 \quad ; B_2 = -0.88 \quad ; B_3 = -0.88$$

$$\rightarrow B = H = 1.75 \text{ m}$$

- **Situation durable** : $\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{453.38}{680.25} = 0.63$$

$$\frac{N}{B \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 2.56 B + 10.28 \leq 0$$

$$B_1 = 2.56 \quad ; B_2 = -1.28 \quad ; B_3 = -1.28$$

On adopte pour les semelles des poteaux étudiés, les dimensions suivantes :

$$B = H = 3m$$

$$d \geq \max \begin{cases} \frac{B-b}{4} = \frac{300-90}{4} = 52.5cm \\ \frac{H-a}{4} = \frac{300-90}{4} = 52.5cm \end{cases}$$

$$\text{Soit : } d = 55cm$$

$$h_1 = d + c = 55 + 5 = 60cm$$

l_1 : hauteur de l'amorce du poteau.

$$l_1 = 200 - 60 = 1.4m$$

- **Poids de la semelle**

$$P_1 = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P_1 = 3 \times 3 \times 0.6 \times 25 = 135 KN$$

- **Les moments à la base**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

10.7 Vérification des contraintes

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\text{sens B} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sens H} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement	Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
ELU	Sens H	0.67	1.77 < 2.66	1.77 < 2.66	1.77 < 2.66
	Sens B	0.02	0.79 < 2.66	0.79 < 2.66	0.79 < 2.66
ELS	Sens H	0.56	1.11 < 2.66	1.11 < 2.66	1.11 < 2.66
	Sens B	0.01	0.53 < 2.66	0.53 < 2.66	0.53 < 2.66
Accidentelle	Sens H	0.63	0.72 < 4.00	0.72 < 4.00	0.72 < 4.00
	Sens B	0.05	0.35 < 4.00	0.35 < 4.00	0.35 < 4.00

Tableau 10.2 Vérification des contraintes dans le sol

Les contraintes moyennes sont toutes vérifiées donc : B= 3m et H =3m.

10.8 Vérification de la stabilité au renversement

(RPA 99 v 2003. Art.10.1.5)

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{3}{4} = 0.75m \rightarrow \text{sens B} \\ \frac{H}{4} = \frac{3}{4} = 0.75m \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

$$\text{Sens B : } e_0 = 0.05m < 0.75m$$

$$\text{Sens H : } e_0 = 0.63m < 0.75m$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

10.9 Détermination des armatures de la semelle

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens } B \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens } H \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{H}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H}\right) \rightarrow \text{sens } H$$

Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1 :

$$M_1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0.3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0.35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } H$$

10.9.1 Situation accidentelle

➤ **Armatures parallèles à $H = 3 \text{ m}$**

$$\begin{cases} e_0 = 0.63 > \frac{0.9}{6} = 0.15 \\ e_0 = 0.63 > \frac{3}{24} = 0.125 \end{cases} \rightarrow \text{Calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0.3 \times 0.9 - 9 \times 0.63) \left(\frac{\frac{3}{2} - 0.35 \times 0.9}{\frac{3}{2} - 0.63} \right)^2 \frac{387.92}{27} = 175.92 \text{ KN}$$

$$M_1 = 175.92 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$\text{avec } z = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.55 = 0.495 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{175.92 \times 10^{-3}}{0.495 \times 400} = 8.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.88 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures parallèles à $B = 3 \text{ m}$**

$$\begin{cases} e_0 = 0.05 < \frac{0.9}{6} = 0.15 \\ e_0 = 0.05 < \frac{3}{24} = 0.125 \end{cases} \rightarrow \text{Calcul de } N'$$

$$N' = 387.92 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.05}{3}\right) = 407.316 \text{ KN}$$

$$N' = 407.316 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{407.316 \times (3 - 0.9) \times 10^{-3}}{8 \times 0.55 \times 400} = 4.86 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.86 \text{ cm}^2$$

10.9.2 Situation durable

➤ A l'ELU :

- Armatures parallèles à $H = 3 \text{ m}$

$$\begin{cases} e_0 = 0.67 > \frac{0.9}{6} = 0.15 \\ e_0 = 0.67 > \frac{3}{24} = 0.125 \end{cases} \rightarrow \text{Calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0.3 \times 0.9 - 9 \times 0.67) \left(\frac{\frac{3}{2} - 0.35 \times 0.9}{\frac{3}{2} - 0.67} \right)^2 \frac{680.92}{27} = 320.77 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{320.77 \times 10^{-3}}{0.495 \times 400} = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16.2 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à $B = 3 \text{ m}$

$$\begin{cases} e_0 = 0.02 < \frac{0.9}{6} = 0.15 \\ e_0 = 0.02 < \frac{3}{24} = 0.125 \end{cases} \rightarrow \text{Calcul de } N'$$

$$N' = 680.25 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.02}{3}\right) = 693.855 \text{ KN}$$

$$N' = 693.855 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{693.855 \times (3 - 0.9) \times 10^{-3}}{8 \times 0.55 \times 400} = 8.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.28 \text{ cm}^2$$

10.9.3 Condition de non fragilité

$$\text{Min } A_B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 300 \times 60 = 21.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 21.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 300 \times 60 = 21.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 21.75 \text{ cm}^2$$

10.9.4 Dispositions constructives

Les armatures seront munies de crochets si : $(l_s > \frac{B}{4} \text{ sens } B \text{ et } l_s > \frac{H}{4} \text{ sens } H)$

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow HA$$

Suivant **B** :

$$l_s = \frac{3 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 105.82 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 75 \text{ cm}$$

Suivant **H**

$$l_s = \frac{3 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 105.82 \text{ cm} > \frac{H}{4} = 75 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, et doivent comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Armature	ELU (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Nombre de barre	A_s (cm ²)	l_s (cm)	S_t (cm)
A_s (H)	16.2	21.75	11HA16	22.12	105.82	25
A_s (B)	8.28	21.75	11HA16	22.12	105.82	25

Tableau 10.3 Les armatures des semelles

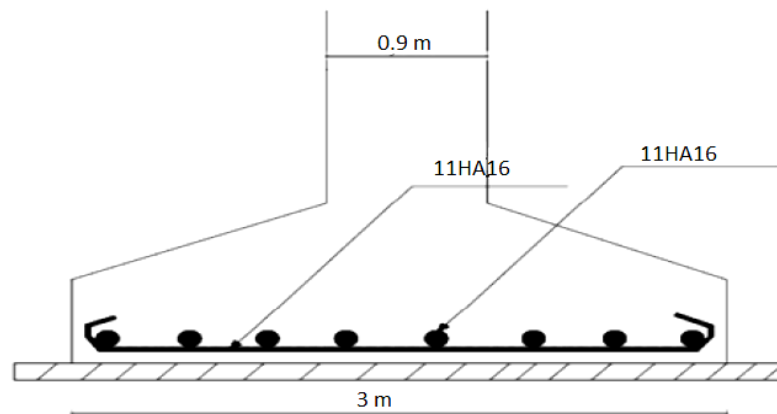


Figure 10-2 Représentation du ferrailage de la semelle

10.10 Calcul des longrines

10.10.1 Introduction

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

10.10.2 Pré dimensionnement

D'après le règlement (**RPA99 V2003. Art.10.1.1. B**), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25cm*30cm : sites de catégorie S2

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (30x35) cm²

10.10.2.1 Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale:

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA99V2003. Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

N_u^{max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 15$ (Zone IIb, site S2)

$$ELU \rightarrow N_t = \frac{680.25}{15} = 45.35 \text{ KN}$$

$$ELS \rightarrow N_t = \frac{471.32}{15} = 31.42 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{45.35 \times 10^3}{348} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{31.42 \times 10^3}{201} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\% \times 30 \times 35 = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6.30 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Soit **8HA12**, $A_s = 9.05 \text{ cm}^2$

10.10.2.2 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2.1}{400} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$5.51 \text{ cm}^2 < 9.05 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

10.10.2.3 Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : min (20 cm, 15Φ)

$$S_t < \min(20 \text{ cm} ; 15 \times 0.8) = 12 \text{ cm}$$

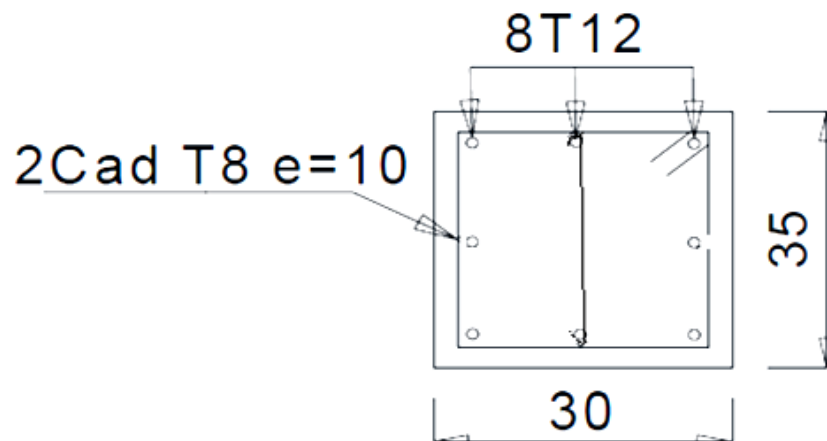


Figure 10-3 Schéma de ferrailage des longrines.

10.11 Ferrailage des futs

Les fondations sont ancrées à $D=2\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(100 \times 100) \text{ cm}^2$

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N. T).

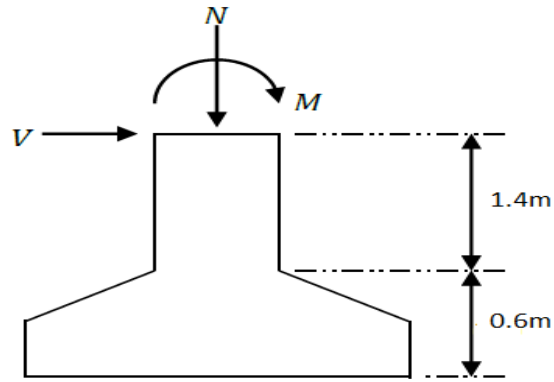


Figure 10-4 Sollicitations dans le fut

On a :

$$N_u = 680.25 \text{ KN}$$

$$M_u = 453.38 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 7.84 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{453.38}{680.25} = 0.67 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0.17 \text{ m}$$

$e < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est entièrement comprimée

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 453.38 + 680.25 \left(0.95 - \frac{1}{2} \right) = 759.49 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = 680.25(0.95 - 0.05) - 759.49 = -147.265 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times d - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{ub} = 3959.84 \text{ KN.m}$$

$$3959.84 > -147.265 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} A' = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{f_{st}} \\ A = 0 \end{cases}$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N \cdot (d - d') - M_{uA}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0.857 - \frac{d'}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{680.25(0.95 - 0.05) - 759.49}{1 \times 1^2 \times 14.16 \times 10^3}}{0.857 - \frac{0.05}{1}} = 0.45$$

$$A' = \frac{680.25 - 0.45 \times 1 \times 1 \times 14.16 \times 10^3}{348 \times 10^3} = -163.55 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on ferraille avec A_s^{min}

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_s^{min} = 0.9\% \cdot b \cdot h = 90 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est : **18HA20+18HA16**

$$A = 92.7 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

Soit un cadre et une épingle de diamètre $\emptyset 10$ dont l'espacement max est donné par le **RPA** comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi\right) \leq 20 \text{ cm}$ On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

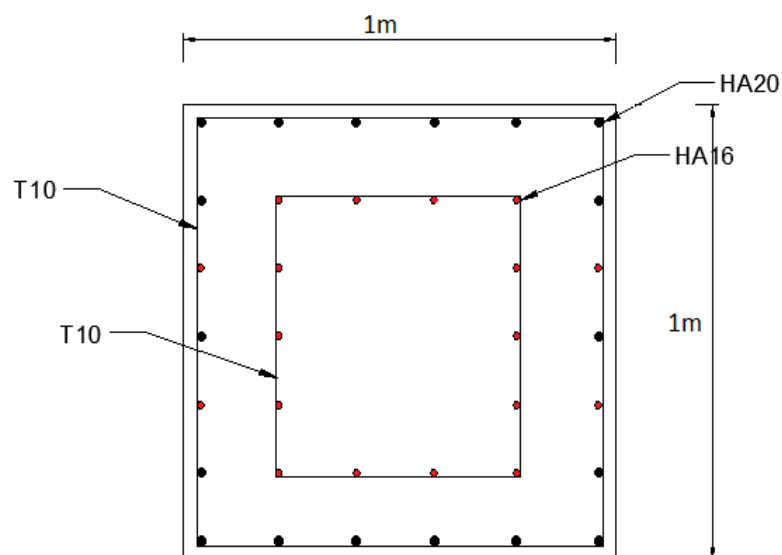


Figure 10-5 Schéma de ferrailage des futs

10.12 Conclusion

On adopte les sections suivantes :

		Les armatures
Les semelles des poutres	Sens H	11HA16
	Sens B	11HA16
Les longrines		8HA16
Les futs		18HA20+18HA16

Tableau 10.4 Tableau des résultats

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre formation, il nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur à savoir les D.T.R , RPA 99 version 2003, RNVA99 et les différents Eurocodes .

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions .

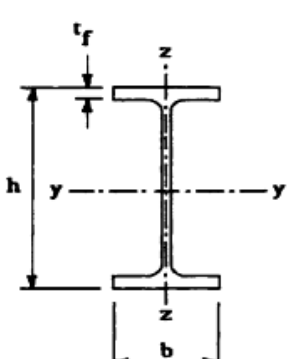
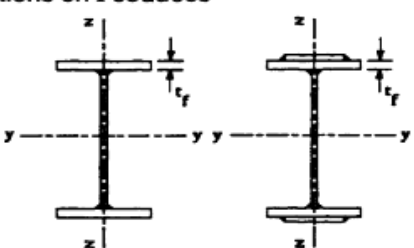
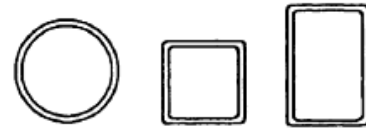
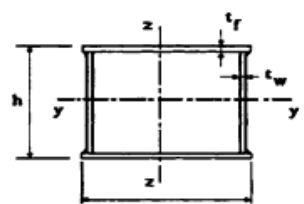
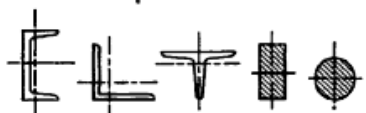
La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats. . Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'études sismique n'est pas négligeable .

La vérification des ossature vis-à-vis des instabilités est une étape primordial et nécessaire pour un dimensionnement adéquat . La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques. Le rôle très important que jouent les dispositions des contreventement dans le comportement global de la structure.

La présence de planchers mixtes rigides rend la structure sensible aux actions sismiques, mais le système de contreventement (palées de stabilités en X) lui donne un bon comportement vis-à-vis de ces dernières.la nécessité d'un entretien permanant et d'une protection approprié pour les éléments métalliques contre la corrosion et le feu est fortement recommander

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **DTR. C- 2-4.7** : Règlement neige et vent « RNV2013 ».
- **DTR B C 2 48** : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- **DTR.B. C- 2.2** : Charge permanentes et charges d'exploitation, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- **EUROCODE 3** : Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
- **EUROCODE 3 partie 1-3** : Règles générales – Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces formés à froid
- **Cour 3ème année licence**
- **Cours de 1er année master :**
 - ✓ Charpente métallique : **Dr B. MENADI**
- **B.A.E.L 91** : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- **Projets de fin d'étude** (Université de BLIDA et université de BEJAIA).
- **Catalogue « Zamil steel technical manual »**

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

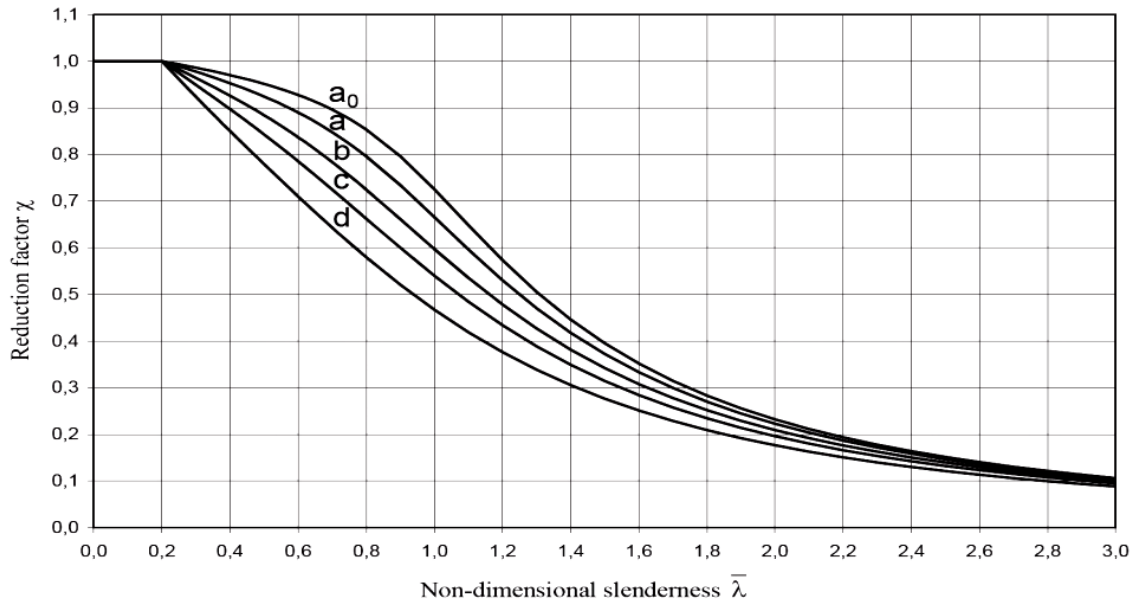
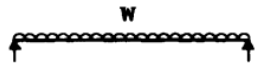
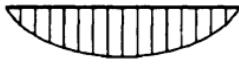
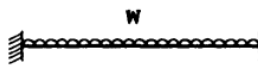

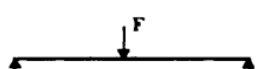

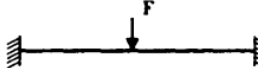

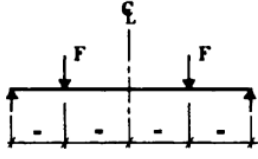
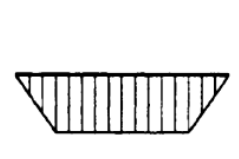
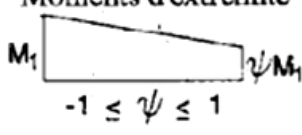
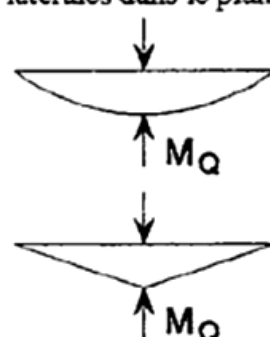
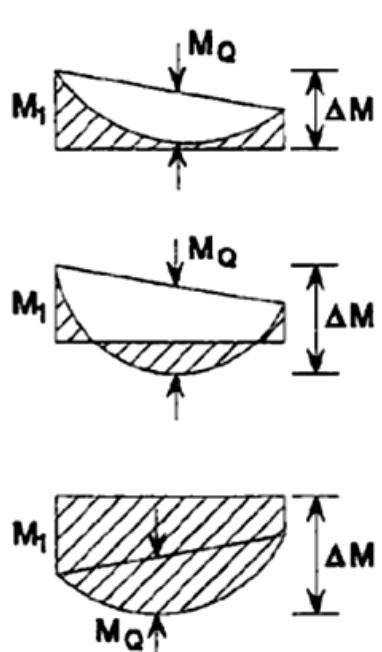


Tableau F.1.2

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,3 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXES 2

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

ANNEXES 3

Section Properties

Section	About X-X Axis				About Y-Y Axis				Others	
	Ix (cm ⁴)	Gross S _{xc} = S _x (cm ³)	Effect. S _{xc} (cm ³)	R _x (cm)	I _y (cm ⁴)	I _{yc} (cm ⁴)	S _y (cm ³)	R _y (cm)	I _{xy} (cm ⁴)	R _{min} (cm)
200Z15	308.3	30.83	26.28	7.72	42.49	21.25	5.98	2.87	83.08	1.91
200Z17	358.8	35.88	31.50	7.71	49.86	24.93	7.01	2.87	97.11	1.92
200Z20	409.1	40.91	38.49	7.70	57.30	28.65	8.05	2.88	111.20	1.92
200Z22	459.1	45.91	44.41	7.69	64.83	32.41	9.10	2.89	125.34	1.93
200Z25	509.0	50.90	50.90	7.68	72.43	36.22	10.16	2.90	139.52	1.93
200Z30	607.9	60.79	60.79	7.66	87.88	43.94	12.32	2.91	168.03	1.94

Section	General Data					Allowable Shear force (kN)	Allowable Bending Moment (kN.m)	
	Weight (kg/m)	Thick (mm)	Area (cm ²)	Effect. area (cm ²)	H/t		Ma	Ma2*
200Z15	4.06	1.50	5.18	4.90	123.33	10.33	5.43	5.07
200Z17	4.74	1.75	6.04	5.77	105.43	16.44	6.51	6.07
200Z20	5.42	2.00	6.90	6.74	92.00	24.61	7.95	7.42
200Z22	6.09	2.25	7.76	7.66	81.56	35.14	9.17	8.56
200Z25	6.77	2.50	8.62	8.62	73.20	45.59	10.51	9.81
200Z30	8.12	3.00	10.35	10.35	60.67	65.65	12.56	11.72

* Based on a reduction factor of 0.70 for continuous spans and an increase of 33% on allowable stress for wind load applications. (Applicable only if the span of the longest member is not more than 20% longer than the shortest span). For simple spans multiply Ma2 values by 0.4/0.7.

Section Properties

Section	About X-X Axis				About Y-Y Axis				Others	
	Ix (cm ⁴)	Gross (cm ³)	Effect. S _{xc} = S _x (cm ³)	Rx S _{xc} (cm)	Iy (cm ⁴)	Iyc (cm ⁴)	Sy (cm ³)	Ry (cm)	Ixy (cm ⁴)	Rmin (cm)
250Z20	661.5	54.00	51.64	9.21	56.78	28.39	8.10	2.70	136.40	1.88
250Z25	823.7	67.24	67.24	9.19	71.72	35.86	10.22	2.71	171.21	1.89

Section	General Data					Allowable Shear force (kN)	Allowable Bending Moment (kN.m)	
	Weight (kg/m)	Thick (mm)	Area (cm ²)	Effect. area (cm ²)	H/t		Ma	Ma2*
250Z20	6.12	2.00	7.80	7.67	114.50	19.77	10.67	9.96
250Z25	7.65	2.50	9.75	9.75	91.20	38.79	13.89	12.97

* Based on a reduction factor of 0.70 for continuous spans and an increase of 33% on allowable stress for wind load applications. (Applicable only if the span of the longest member is not more than 20% longer than the shortest span). For simple spans multiply Ma2 values by 0.4/0.7.

ANNEXES 5

continues - < Précédent Suivant > - Tout afficher

Tableau 8.5 Flèche, efforts intérieurs et mécanisme de ruine de différents systèmes statiques de pannes.

	(a) Poutre simple	(b) Poutre continue, travée centrale	(c) Poutre continue (deux travées)
Charge q			
Système statique	A B	A B	A B
Flèche w	 $w_{max} = \frac{5 ql^4}{384 EI}$	 $w_{max} = \frac{ql^4}{384 EI}$	 $w_{max} = \frac{ql^4}{185 EI}$
Diagramme des moments M	 $M_{max} = \frac{ql^2}{8}$	 $M_{max}^- = -\frac{ql^2}{12}$ $M_{max}^+ = \frac{ql^2}{24}$	 $M_{max}^- = -\frac{ql^2}{8}$ $M_{max}^+ = 0.07 ql^2$
Diagramme des efforts tranchants V	 V_{max}	 V_{max} R	 V_A V_{Bd} V_{Bg} R_B

ANNEXES 6

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A cm ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h ₁ mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
HE 100 AA+	12.2	91	100	4.2	5.5	12	15.60	80	56	M10	54	58	0.553	45.17
HE 100 A	16.7	96	100	5	8	12	21.24	80	56	M10	54	58	0.561	33.68
HE 100 B	20.4	100	100	6	10	12	26.04	80	56	M10	56	58	0.567	27.76
HE 100 M	41.8	120	106	12	20	12	53.24	80	56	M10	62	64	0.619	14.82
HE 120 AA+	14.6	109	120	4.2	5.5	12	18.55	98	74	M12	58	68	0.669	45.94
HE 120 A	19.9	114	120	5	8	12	25.34	98	74	M12	58	68	0.677	34.06
HE 120 B	26.7	120	120	6.5	11	12	34.01	98	74	M12	60	68	0.686	25.71
HE 120 M	52.1	140	126	12.5	21	12	66.41	98	74	M12	66	74	0.738	14.16
HE 140 AA+	18.1	128	140	4.3	6	12	23.02	116	92	M16	64	76	0.787	43.53
HE 140 A	24.7	133	140	5.5	8.5	12	31.42	116	92	M16	64	76	0.794	32.21
HE 140 B	33.7	140	140	7	12	12	42.96	116	92	M16	66	76	0.805	23.88
HE 140 M	63.2	160	146	13	22	12	80.56	116	92	M16	72	82	0.857	13.56
HE 160 AA+	23.8	148	160	4.5	7	15	30.36	134	104	M20	76	84	0.901	37.81
HE 160 A	30.4	152	160	6	9	15	38.77	134	104	M20	78	84	0.906	29.78
HE 160 B	42.6	160	160	8	13	15	54.25	134	104	M20	80	84	0.918	21.56
HE 160 M	76.2	180	166	14	23	15	97.05	134	104	M20	86	90	0.970	12.74
HE 180 AA+	28.7	167	180	5	7.5	15	36.53	152	122	M24	84	92	1.018	35.51
HE 180 A	35.5	171	180	6	9.5	15	45.25	152	122	M24	86	92	1.024	28.83
HE 180 B	51.2	180	180	8.5	14	15	65.25	152	122	M24	88	92	1.037	20.25
HE 180 M	88.9	200	186	14.5	24	15	113.3	152	122	M24	94	98	1.089	12.25
HE 200 AA+	34.6	186	200	5.5	8	18	44.13	170	134	M27	96	100	1.130	32.62
HE 200 A	42.3	190	200	6.5	10	18	53.83	170	134	M27	98	100	1.136	26.89
HE 200 B	61.3	200	200	9	15	18	78.08	170	134	M27	100	100	1.151	18.78
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131.3	170	134	M27	106	106	1.203	11.67
HE 220 AA+	40.4	205	220	6	8.5	18	51.46	188	152	M27	98	118	1.247	30.87
HE 220 A	50.5	210	220	7	11	18	64.34	188	152	M27	98	118	1.255	24.85
HE 220 B	71.5	220	220	9.5	16	18	91.04	188	152	M27	100	118	1.270	17.77
HE 220 M	117	240	226	15.5	26	18	149.4	188	152	M27	108	124	1.322	11.27
HE 240 AA+	47.4	224	240	6.5	9	21	60.38	206	164	M27	104	138	1.359	28.67
HE 240 A	60.3	230	240	7.5	12	21	76.84	206	164	M27	104	138	1.369	22.70
HE 240 B	83.2	240	240	10	17	21	106.0	206	164	M27	108	138	1.384	16.63
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199.6	206	164	M27	116	146	1.460	9.318
HE 260 AA+	54.1	244	260	6.5	9.5	24	68.97	225	177	M27	110	158	1.474	27.22
HE 260 A	68.2	250	260	7.5	12.5	24	86.82	225	177	M27	110	158	1.484	21.77
HE 260 B	93.0	260	260	10	17.5	24	118.4	225	177	M27	114	158	1.499	16.12
HE 260 M	172	290	268	18	32.5	24	219.6	225	177	M27	122	166	1.575	9.133

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					A cm ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche		
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm		r mm	h ₁ mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
HE 280 AA+	61.2	264	280	7	10	24	78.02	244	196	M27	110	178	1.593	26.01
HE 280 A	76.4	270	280	8	13	24	97.26	244	196	M27	112	178	1.603	20.99
HE 280 B	103	280	280	10.5	18	24	131.4	244	196	M27	114	178	1.618	15.69
HE 280 M	189	310	288	18.5	33	24	240.2	244	196	M27	122	186	1.694	8.984
HE 300 AA+	69.8	283	300	7.5	10.5	27	88.91	262	208	M27	116	198	1.705	24.42
HE 300 A	88.3	290	300	8.5	14	27	112.5	262	208	M27	118	198	1.717	19.43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149.1	262	208	M27	120	198	1.732	14.80
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303.1	262	208	M27	132	208	1.832	7.699
HE 320 AA+	74.2	301	300	8	11	27	94.58	279	225	M27	118	198	1.740	23.43
HE 320 A	97.6	310	300	9	15.5	27	124.4	279	225	M27	118	198	1.756	17.98
HE 320 B	127	320	300	11.5	20.5	27	161.3	279	225	M27	122	198	1.771	13.98
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312.0	279	225	M27	132	204	1.866	7.616
HE 340 AA+	78.9	320	300	8.5	11.5	27	100.5	297	243	M27	118	198	1.777	22.52
HE 340 A	105	330	300	9.5	16.5	27	133.5	297	243	M27	118	198	1.795	17.13
HE 340 B	134	340	300	12	21.5	27	170.9	297	243	M27	122	198	1.810	13.49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315.8	297	243	M27	132	204	1.902	7.670
HE 360 AA+	83.7	339	300	9	12	27	106.6	315	261	M27	118	198	1.814	21.67
HE 360 A	112	350	300	10	17.5	27	142.8	315	261	M27	120	198	1.834	16.36
HE 360 B	142	360	300	12.5	22.5	27	180.6	315	261	M27	122	198	1.849	13.04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318.8	315	261	M27	132	204	1.934	7.73
HE 400 AA+	92.4	378	300	9.5	13	27	117.7	352	298	M27	118	198	1.891	20.46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159.0	352	298	M27	120	198	1.912	15.32
HE 400 B	155	400	300	13.5	24	27	197.8	352	298	M27	124	198	1.927	12.41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325.8	352	298	M27	132	202	2.004	7.835
HE 450 AA+	99.7	425	300	10	13.5	27	127.1	398	344	M27	120	198	1.984	19.89
HE 450 A	140	440	300	11.5	21	27	178.0	398	344	M27	122	198	2.011	14.39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218.0	398	344	M27	124	198	2.026	11.84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335.4	398	344	M27	132	202	2.096	7.959
HE 500 AA+	107	472	300	10.5	14	27	136.9	444	390	M27	120	198	2.077	19.33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197.5	444	390	M27	122	198	2.110	13.60
HE 500 B	187	500	300	14.5	28	27	238.6	444	390	M27	124	198	2.125	11.34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344.3	444	390	M27	132	202	2.184	8.079
HE 550 AA+	120	522	300	11.5	15	27	152.8	492	438	M27	122	198	2.175	18.13
HE 550 A	166	540	300	12.5	24	27	211.8	492	438	M27	122	198	2.209	13.29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254.1	492	438	M27	124	198	2.224	11.15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354.4	492	438	M27	132	202	2.280	8.195

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A cm ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h ₁ mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE A 100*	6.9	98	55	3.6	4.7	7	8.78	88.6	74.6	-	-	-	0.397	57.57
IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	7	10.32	88.6	74.6	-	-	-	0.400	49.33
IPE A 120*	8.7	117.6	64	3.8	5.1	7	11.03	107.4	93.4	-	-	-	0.472	54.47
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	13.21	107.4	93.4	-	-	-	0.475	45.82
IPE A 140*	10.5	137.4	73	3.8	5.6	7	13.39	126.2	112.2	-	-	-	0.547	52.05
IPE 140	12.9	140	73	4.7	6.9	7	16.43	126.2	112.2	-	-	-	0.551	42.70
IPE A 160*	12.7	157	82	4	5.9	9	16.18	145.2	127.2	-	-	-	0.619	48.70
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	9	20.09	145.2	127.2	-	-	-	0.623	39.47
IPE A 180*	15.4	177	91	4.3	6.5	9	19.58	164	146	M10	48	48	0.694	45.15
IPE 180	18.8	180	91	5.3	8	9	23.95	164	146	M10	48	48	0.698	37.13
IPE O 180+	21.3	182	92	6	9	9	27.10	164	146	M10	50	50	0.705	33.12
IPE A 200*	18.4	197	100	4.5	7	12	23.47	183	159	M10	54	58	0.764	41.49
IPE 200	22.4	200	100	5.6	8.5	12	28.48	183	159	M10	54	58	0.768	34.36
IPE O 200+	25.1	202	102	6.2	9.5	12	31.96	183	159	M10	56	60	0.779	31.05
IPE A 220*	22.2	217	110	5	7.7	12	28.26	201.6	177.6	M12	60	62	0.843	38.02
IPE 220	26.2	220	110	5.9	9.2	12	33.37	201.6	177.6	M12	60	62	0.848	32.36
IPE O 220+	29.4	222	112	6.6	10.2	12	37.39	201.6	177.6	M10	58	66	0.858	29.24
IPE A 240*	26.2	237	120	5.2	8.3	15	33.31	220.4	190.4	M12	64	68	0.918	35.10
IPE 240	30.7	240	120	6.2	9.8	15	39.12	220.4	190.4	M12	66	68	0.922	30.02
IPE O 240+	34.3	242	122	7	10.8	15	43.71	220.4	190.4	M12	66	70	0.932	27.17
IPE A 270*	30.7	267	135	5.5	8.7	15	39.15	249.6	219.6	M16	70	72	1.037	33.75
IPE 270	36.1	270	135	6.6	10.2	15	45.95	249.6	219.6	M16	72	72	1.041	28.86
IPE O 270+	42.3	274	136	7.5	12.2	15	53.84	249.6	219.6	M16	72	72	1.051	24.88
IPE A 300*	36.5	297	150	6.1	9.2	15	46.53	278.6	248.6	M16	72	86	1.156	31.65
IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	53.81	278.6	248.6	M16	72	86	1.160	27.46
IPE O 300+	49.3	304	152	8	12.7	15	62.83	278.6	248.6	M16	74	88	1.174	23.81
IPE A 330*	43.0	327	160	6.5	10	18	54.74	307	271	M16	78	96	1.250	29.09
IPE 330	49.1	330	160	7.5	11.5	18	62.61	307	271	M16	78	96	1.254	25.52
IPE O 330+	57.0	334	162	8.5	13.5	18	72.62	307	271	M16	80	98	1.268	22.24

Poutrelles I européennes

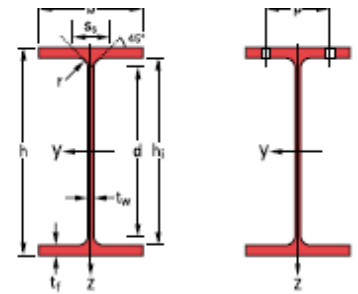
IPE 100 - 600 conformes à l'Euronorme 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

European I beams

IPE 100 - 600 in accordance with Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

Europäische I-Profile

IPE 100 - 600 gemäß Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h ₁ mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE A 360*	50.2	357.6	170	6.6	11.5	18	63.96	334.6	298.6	M22	86	88	1.351	26.91
IPE 360	57.1	360	170	8	12.7	18	72.73	334.6	298.6	M22	88	88	1.353	23.70
IPE O 360+	66.0	364	172	9.2	14.7	18	84.13	334.6	298.6	M22	90	90	1.367	20.69
IPE A 400*	57.4	397	180	7	12	21	73.10	373	331	M22	94	98	1.464	25.51
IPE 400	66.3	400	180	8.6	13.5	21	84.46	373	331	M22	96	98	1.467	22.12
IPE O 400+	75.7	404	182	9.7	15.5	21	96.39	373	331	M22	96	100	1.481	19.57
IPE A 450*	67.2	447	190	7.6	13.1	21	85.55	420.8	378.8	M24	100	102	1.603	23.87
IPE 450	77.6	450	190	9.4	14.6	21	98.82	420.8	378.8	M24	100	102	1.605	20.69
IPE O 450+	92.4	456	192	11	17.6	21	117.7	420.8	378.8	M24	102	104	1.622	17.56
IPE A 500*	79.4	497	200	8.4	14.5	21	101.1	468	426	M24	100	112	1.741	21.94
IPE 500	90.7	500	200	10.2	16	21	115.5	468	426	M24	102	112	1.744	19.23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	136.7	468	426	M24	104	114	1.760	16.40
IPE A 550*	92.1	547	210	9	15.7	24	117.3	515.6	467.6	M24	106	122	1.875	20.36
IPE 550	106	550	210	11.1	17.2	24	134.4	515.6	467.6	M24	110	122	1.877	17.78
IPE O 550+	123	556	212	12.7	20.2	24	156.1	515.6	467.6	M24	110	122	1.893	15.45
IPE A 600*	108	597	220	9.8	17.5	24	137.0	562	514	M27	114	118	2.013	18.72
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156.0	562	514	M27	116	118	2.015	16.45
IPE O 600+	154	610	224	15	24	24	196.8	562	514	M27	118	122	2.045	13.24
IPE 750 x 147	147	753	265	13.2	17	17	187.5	719	685	M27	104	164	2.510	17.06
IPE 750 x 173+	173	762	267	14.4	21.6	17	221.3	718.8	684.8	M27	104	166	2.534	14.58
IPE 750 x 196+	196	770	268	15.6	25.4	17	250.8	719.2	685.2	M27	106	166	2.552	12.96



Notations pages 104-108 / Bezeichnungen Seiten 104-108

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification ENV 1993-1-1						HISTAR
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z							pure bending y-y			pure compression			
	G kg/m	I_y cm ⁴	$W_{el,y}$ cm ³	$W_{pl,y}^*$ cm ³	i_y cm	A_{e2} cm ²	I_z cm ⁴	$W_{el,z}$ cm ³	$W_{pl,z}^*$ cm ³	i_z cm	s_5 mm	I_t cm ⁴	$I_w \times 10^{-3}$ cm ⁶	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460	
IPE A 360	50.2	14520	811.8	906.8	15.06	29.76	944.3	111.1	171.9	3.84	50.69	26.51	282	1	1	-	4	4	-	
IPE 360	57.1	16270	903.6	1019	14.95	35.14	1043	122.8	191.1	3.79	54.49	37.32	313.6	1	1	-	2	4	-	
IPE O 360	66.0	19050	1047	1186	15.05	40.21	1251	145.5	226.9	3.86	59.69	55.76	380.3	1	1	-	1	3	-	
IPE A 400	57.4	20290	1022	1144	16.66	35.78	1171	130.1	202.1	4.00	55.60	34.79	432.2	1	1	-	4	4	-	
IPE 400	66.3	23130	1156	1307	16.55	42.69	1318	146.4	229.0	3.95	60.20	51.08	490	1	1	-	3	4	-	
IPE O 400	75.7	26750	1324	1502	16.66	47.98	1564	171.9	269.1	4.03	65.30	73.10	587.6	1	1	-	2	3	-	
IPE A 450	67.2	29760	1331	1494	18.65	42.26	1502	158.1	245.7	4.19	58.40	45.67	704.9	1	1	-	4	4	-	
IPE 450	77.6	33740	1500	1702	18.48	50.85	1676	176.4	276.4	4.12	63.20	66.87	791	1	1	-	3	4	-	
IPE O 450	92.4	40920	1795	2046	18.65	59.4	2085	217.2	341.0	4.21	70.80	109	997.6	1	1	-	2	4	-	
IPE A 500	79.4	42930	1728	1946	20.61	50.41	1939	193.9	301.6	4.38	62.00	62.78	1125	1	1	-	4	4	-	
IPE 500	90.7	48200	1928	2194	20.43	59.87	2142	214.2	335.9	4.31	66.80	89.29	1249	1	1	1	3	4	4	
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20.56	70.21	2622	259.6	408.5	4.38	74.60	143.5	1548	1	1	1	2	4	4	
IPE A 550	92.1	59980	2193	2475	22.61	60.30	2432	231.6	361.5	4.55	68.52	86.53	1710	1	1	-	4	4	-	
IPE 550	106	67120	2441	2787	22.35	72.34	2668	254.1	400.5	4.45	73.62	123.2	1884	1	1	1	4	4	4	
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22.52	82.69	3224	304.2	480.5	4.55	81.22	187.5	2302	1	1	1	2	4	4	
IPE A 600	108	82920	2778	3141	24.6	70.14	3116	283.3	442.1	4.77	72.92	118.8	2607	1	1	-	4	4	-	
IPE 600	122	92080	3069	3512	24.3	83.78	3387	307.9	485.6	4.66	78.12	165.4	2846	1	1	1	4	4	4	
IPE O 600	154	118300	3879	4471	24.52	104.4	4521	403.6	640.1	4.79	91.12	318.1	3860	1	1	1	2	4	4	
IPE 750 x 147	147	166100	4411	5110	29.76	105.4	5289	399.2	630.8	5.31	67.12	161.5	7141	1	1	-	4	4	-	
IPE 750 x 173	173	205800	5402	6218	30.49	116.4	6873	514.9	809.9	5.57	77.52	273.6	9391	1	1	1	4	4	4	
IPE 750 x 196	196	240300	6241	7174	30.95	127.3	8175	610.1	958.8	5.71	86.32	408.9	11290	1	1	1	4	4	4	

Fers U normaux européens

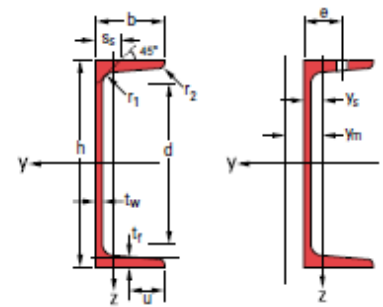
conformes à DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)

European standard channels

in accordance with DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)

Europäische U-Stahl-Normalprofile

gemäß DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße				Surface Oberfläche		
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A cm ²	d mm	∅	e _{min} mm	e _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
UPN 100	10.6	100	50	6	8.5	8.5	4.5	13.5	64	-	-	-	0.372	35.1
UPN 120	13.4	120	55	7	9	9	4.5	17.0	82	-	-	-	0.434	32.52
UPN 140	16.0	140	60	7	10	10	5	20.4	98	M12	33	37	0.489	30.54
UPN 160	18.8	160	65	7.5	10.5	10.5	5.5	24.0	115	M12	34	42	0.546	28.98
UPN 180	22.0	180	70	8	11	11	5.5	28.0	133	M16	38	41	0.611	27.8
UPN 200	25.3	200	75	8.5	11.5	11.5	6	32.2	151	M16	39	46	0.661	26.15
UPN 220	29.4	220	80	9	12.5	12.5	6.5	37.4	167	M16	40	51	0.718	24.46
UPN 240	33.2	240	85	9.5	13	13	6.5	42.3	184	M20	46	50	0.775	23.34
UPN 260	37.9	260	90	10	14	14	7	48.3	200	M22	50	52	0.834	22
UPN 280	41.8	280	95	10	15	15	7.5	53.3	216	M22	52	57	0.89	21.27
UPN 300	46.2	300	100	10	16	16	8	58.8	232	M24	55	59	0.95	20.58
UPN 320	59.5	320	100	14	17.5	17.5	8.75	75.8	246	M22	58	62	0.982	16.5
UPN 350	60.6	350	100	14	16	16	8	77.3	282	M22	56	62	1.047	17.25
UPN 380	63.1	380	102	13.5	16	16	8	80.4	313	M24	59	60	1.11	17.59
UPN 400	71.8	400	110	14	18	18	9	91.5	324	M27	61	62	1.182	16.46

UPN

Notations pages 104-108 / Bezeichnungen Seiten 104-108

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification ENV 1993-1-1			
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z								pure bending	pure compression		
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	i _y cm	A _e cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} cm ³	i _z cm	s _s mm	I _t cm ⁴	I _w × 10 ⁻³ cm ⁶	Y _s cm	Y _m cm	S235	S275	S355
UPN 100	10.6	206	41.2	49	3.91	6.46	29.3	8.49	16.2	1.47	20.3	2.81	0.41	1.55	2.93	1	1	1
UPN 120	13.4	364	60.7	72.6	4.62	8.8	43.2	11.1	21.2	1.59	22.2	4.15	0.9	1.6	3.03	1	1	1
UPN 140	16.0	605	86.4	103	5.45	10.41	62.7	14.8	28.3	1.75	23.9	5.68	1.8	1.75	3.37	1	1	1
UPN 160	18.8	925	116	138	6.21	12.6	85.3	18.3	35.2	1.89	25.3	7.39	3.26	1.84	3.56	1	1	1
UPN 180	22.0	1350	150	179	6.95	15.09	114	22.4	42.9	2.02	26.7	9.55	5.57	1.92	3.75	1	1	1
UPN 200	25.3	1910	191	228	7.7	17.71	148	27	51.8	2.14	28.1	11.9	9.07	2.01	3.94	1	1	1
UPN 220	29.4	2690	245	292	8.48	20.62	197	33.6	64.1	2.3	30.3	16	14.6	2.14	4.2	1	1	1
UPN 240	33.2	3600	300	358	9.22	23.71	248	39.6	75.7	2.42	31.7	19.7	22.1	2.23	4.39	1	1	1
UPN 260	37.9	4820	371	442	9.99	27.12	317	47.7	91.6	2.56	33.9	25.5	33.3	2.36	4.66	1	1	1
UPN 280	41.8	6280	448	532	10.9	29.28	399	57.2	109	2.74	35.6	31	48.5	2.53	5.02	1	1	1
UPN 300	46.2	8030	535	632	11.7	31.77	495	67.8	130	2.9	37.3	37.4	69.1	2.7	5.41	1	1	1
UPN 320	59.5	10870	679	826	12.1	47.11	597	80.6	152	2.81	43	66.7	96.1	2.6	4.82	1	1	1
UPN 350	60.6	12840	734	918	12.9	50.84	570	75	143	2.72	40.7	61.2	114	2.4	4.45	1	1	1
UPN 380	63.1	15760	829	1014	14	53.23	615	78.7	148	2.77	40.3	59.1	146	2.38	4.58	1	1	1
UPN 400	71.8	20350	1020	1240	14.9	58.55	846	102	190	3.04	44	81.6	221	2.65	5.11	1	1	1