

*Ministère de l'Enseignement supérieur
et de la Recherche Scientifique*

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Université Abderrahmane Mira – Bejaia

*Faculté de Technologie
Département de Génie Civil*

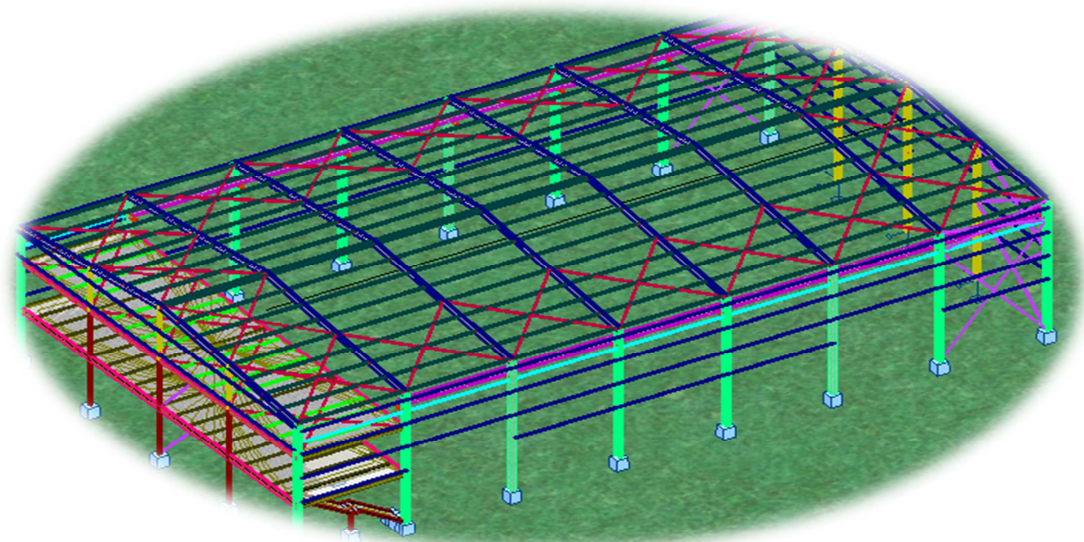
Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

OPTION : CONSTRUCTION METALLIQUE

Thème

Étude d'un hangar industriel avec pont roulant en
construction métallique



Réalisé par :

Mr. AOUDIA Abdelkader

Mr .SALAH Lounis

Promoteur :

Mr. IDDIRA

Devant le jury:

M.OUARI

Mr.HEZZAM

PROMOTION JUIN 2016

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.

Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements à :

A nos familles : Qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^r A. IDDIR: Notre promoteur, pour ses conseils avisés, qui nous ont permis de présenter notre travail dans sa meilleure forme

Aux membres de jury : Pour avoir accepté de juger notre travail.

Nous remercions aussi tous les enseignants qui ont contribués à une bonne Formation durant notre cursus universitaire.

A Mon très cher ami Mohand tayeb, qui a été toujours là, et n'a jamais cessé

D'apporter son aide si précieuse aux moments de vif besoin

ANIS l'architecte, ainsi que toute la promotion CM 2016, et 2015

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Kader et Lounis

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu, auxquels je ne rendrais jamais assez

À mes deux frères Toufik et Nassim auxquels je souhaite tout le bonheur du monde et plein de succès à l'avenir

À ma très chère sœur qui est toujours présente pour nous sans oublier son mari,

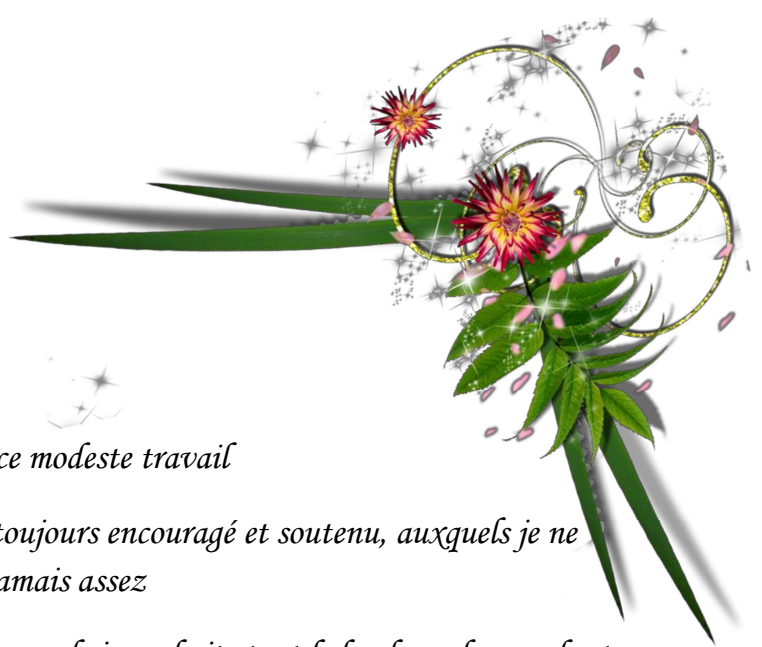
Et son petit ange ADEM

Tous les amis que j'ai connus de près ou de loin

Mon camarade et ami Lounis,

À la promo CM 2014-2015

CM 2015-2016



KADER

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices depuis ma naissance à ce jour et pour les encouragements que j'ai eus de leur part.

A mes frères : Saïd, Youcef, auxquels je souhaite tout le bonheur du monde et pleins de

Succès a l'avenir

A ma très chère fiancée, ainsi que ma belle famille

Mon camarade et ami KADER,

À la promo CM 2014-2015

CM 2015-2016

Lounis



Sommaire

I PRESENTATION DU PROJET

<i>I.1 Introduction</i> :	<i>1</i>
<i>I.2 Situation du projet</i>	<i>1</i>
<i>I.3 Caractéristiques</i> :	<i>1</i>
<i>I.3.1 Géométries de l'ouvrage</i> :	<i>1</i>
<i>I.3.2 Pont roulant</i>	<i>2</i>
<i>I.3.3 Étude de sol</i>	<i>2</i>
<i>I.3.4 Ossature et stabilité de la structure</i> :	<i>2</i>
<i>I.3.5 Matériaux utilisé</i>	<i>4</i>
<i>I.4 Règlement utilisée</i> :	<i>6</i>
<i>I.5 Les états limites</i>	<i>6</i>
<i>I.5.1 État limite Ultime (E.L.U.)</i>	<i>6</i>
<i>I.5.2 État Limite de Service (E.L.S.)</i>	<i>6</i>
<i>I.6 Les Actions prises en compte</i> :	<i>7</i>

II ETUDE CLIMATIQUE

<i>II.1 Introduction</i>	<i>8</i>
<i>II.2 Définition de l'action du vent</i>	<i>8</i>
<i>II.3 Coefficients de calcul</i>	<i>9</i>
<i>II.3.1 Effet de la région</i> :	<i>9</i>
<i>II.3.2 Effet de site</i> :	<i>9</i>
<i>II.3.3 Coefficient de topographie</i> :	<i>9</i>
<i>II.4 Calcul de coefficient dynamique Cd</i> :	<i>9</i>
<i>II.5 Détermination de la pression dynamique</i> :	<i>10</i>
<i>II.5.1 Détermination de coefficient de rugosité Cr</i> :	<i>10</i>
<i>II.5.2 Détermination des coefficients d'exposition Ce</i> :	<i>10</i>
<i>II.5.3 valeurs de pression dynamique de pointe</i> :	<i>11</i>
<i>II.6 Calcul des pressions sur les parois</i>	<i>11</i>
<i>II.6.1 Vent perpendiculaire au long-pan VI</i> :	<i>11</i>
<i>a) Coefficient de pression extérieur Cpe</i> :	<i>11</i>
<i>b) Coefficient de pression intérieure</i> :	<i>14</i>
<i>c) calcul des pressions</i> :	<i>15</i>

<i>d) Calcule des forces de frottements :</i>	<i>18</i>
<i>II.6.2 Vent perpendiculaire au pignon V2 :</i>	<i>18</i>
<i>a) Coefficients de pression extérieure Cpe (sens V2 du vent) :</i>	<i>18</i>
<i>b) coefficients de pression intérieure Cpi (sens V2 du vent) :</i>	<i>20</i>
<i>c) calcul des pressions :</i>	<i>21</i>
<i>d)Calcul des forces de frottement :</i>	<i>23</i>
<i>II.7 Calcul de l'action du Neige :</i>	<i>24</i>
<i>III PRE-DIMENSIONNEMENT</i>	
<i>III 1. Etude des pannes :</i>	<i>25</i>
<i>III 1.1 Introduction :</i>	<i>25</i>
<i>III 1.2 Dimensionnement de la couverture :</i>	<i>25</i>
<i>III 1.3 Détermination des charges :</i>	<i>26</i>
<i>III 1.4Combinaisons d'action :</i>	<i>28</i>
<i>III 1.5 prédimensionnement :</i>	<i>29</i>
<i>III 1.6 dimensionnement des pannes :</i>	<i>29</i>
<i>III 1.6.1 : combinaison de calcul à l'ELU :</i>	<i>29</i>
<i>III 1.6.2 Calcul à l'ELU</i>	<i>30</i>
<i>III 1.6.3 vérification de la résistance des pannes :</i>	<i>30</i>
<i>III 1.6.4 vérification à L'ELS :</i>	<i>34</i>
<i>III 2 Calcul des liernes :</i>	<i>35</i>
<i>III 2.1 Effort de traction.....</i>	<i>36</i>
<i>III.3 Calcul de l'échantignole :</i>	<i>37</i>
<i>III.3.1 Charges et surcharges appliquées :</i>	<i>38</i>
<i>III.3.2 détermination des sollicitations :</i>	<i>39</i>
<i>III.3.3 Condition de resistance :</i>	<i>40</i>
<i>III.4.Etude du bardage :</i>	<i>40</i>
<i>III.5 Calcul des lisses de bardage :</i>	<i>40</i>
<i>III.5.1 Détermination des charges et surcharges</i>	<i>41</i>
<i>III.5.2 Pré dimensionnement des lisses:</i>	<i>41</i>
<i>III.5.3 Dimensionnement des lisses :</i>	<i>42</i>
<i>III.5.4 Vérification de la résistance des lisses</i>	<i>42</i>
<i>III.6 Calcule des liernes :</i>	<i>45</i>
<i>III.6.1 Calcule de l'effort maximal revenant au lierne :</i>	<i>45</i>

<i>III.6.2 Détermination de l'effort de traction :</i>	45
<i>III.6.3 Dimensionnement des liernes:</i>	46
<i>III.7 Calcul des potelets</i>	46
<i>III.7.1 Introduction</i>	46
<i>III.7.2 Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé :</i>	47
<i>III.7.3 Dimensionnement du potelet</i>	47
<i>III.7.3.1 Vérification de la section à la résistance</i>	48
<i>III.7.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités:</i>	49
<i>III.8 Conclusion :</i>	51
VI Escalier	52
<i>IV.1 Introduction :</i>	52
<i>IV.2 La vérification selon Blondel :</i>	53
<i>IV.3 Dimensionnement de cornière de support (Cornière de marche)</i>	53
<i>IV.3.1 Détermination de la section de la cornière :</i>	53
<i>IV.3.2 Évaluations des charges:</i>	54
<i>IV.3.4 Vérification à la résistance: (ELU)</i>	55
<i>IV.4 Dimensionnement de limon :</i>	56
<i>IV.4.1 Évaluation des charges</i>	56
<i>IV.4.2 Combinaison des charges :</i>	57
<i>IV.4.3 Vérification de la flèche:(ELS)</i>	58
<i>IV.4.4 Vérification à la résistance: (ELU)</i>	58
<i>IV.4.5 Vérification à l'effort tranchant :</i>	59
<i>IV.5 Conclusion :</i>	60
V ETUDE DU PLANCHER MIXTE	61
<i>V.1 Méthode de construction (Réalisation) :</i>	61
<i>V.2. Etude de la dalle collaborant :</i>	62
<i>V.2.1 Evaluation des charges :</i>	62
<i>V.2.2 Vérification des solives :</i>	63
<i>V.2.2.1 Phase de construction :</i>	63
<i>V.2.2.2 Phase finale :</i>	64
<i>V.3 Calcul des goujons connecteurs :</i>	69
<i>V.3.1 Vérification des soudures</i>	71
<i>V.4 Calcul de la poutre maîtresse:</i>	71
<i>V.4.1 Vérification des poutres maitresses (sommiers) :</i>	72

V.4.2	<i>Calcul des goujons connecteurs</i> :	78
V.4.2.1	<i>Vérification des soudures</i>	79
V.5	<i>Calcul de la poutre secondaire</i>	79
V.5.1	<i>Caractéristiques de la poutre secondaire</i>	80
V.5.2	<i>Pré dimensionnement</i>	80
V.5.3	<i>Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé</i>	80
V.5.4	<i>Vérifications de la résistance</i>	80
V.5.5	<i>Vérification au moment</i>	81
V.5.6	<i>Vérification au Cisaillement</i> :	81
V.6	<i>Conclusion</i> :	82
VI.1	<i>Introduction</i> :	83
VI.2	<i>Caractéristiques de pont roulant</i> :	83
VI.3	<i>Action induites par les appareils de levage sur les poutres de roulement</i>	84
VI.3.1	<i>Détermination des coefficients d'amplification dynamique</i> :	84
VI.3.2	<i>Dispositions des charges</i> :	85
VI.3.2.1	<i>Charges longitudinales HL_i et charges transversales HT_i produites</i>	88
VI.3.2.2	<i>Charges horizontales $HS_{i,j,k}$ et force de guidage S due l'obliquité</i>	
de l'appareil de levage (marche en crabes)	:	90
VI.4	<i>Dimensionnement de la poutre de roulement (PDR)</i> :	92
VI.4.1	<i>Les charges totales supportant par la PDR</i> :	92
VI.4.1.2	<i>Vérification aux états limites de services</i> :	93
VI.5	<i>Vérification aux état limites ultime de la poutre de roulement</i> :	93
VI.5.1	<i>Vérification sous charge verticale</i> :	93
VI.5.2	<i>Vérification sous charge horizontales</i> :	94
VI.5.3	<i>Vérification sous charges horizontales et verticales (flexion bi-axiale)</i> :	95
VI.5.4	<i>Résistance de l'âme aux charges des galets</i> :	96
VI.5.5	<i>Résistance au voilement</i> :	97
VI.5.6	<i>Résistance au Déversement</i> :	97
VI.6	<i>La fatigue</i> :	98
VI.6.1	<i>Exigence relative à l'évaluation de la fatigue</i>	98
VI.6.2	<i>Vérification à la fatigue</i> :	98
VI.6.3	<i>Conclusion</i>	106
VII	ETUDE DES CONTREVENTEMENTS	107
VII.1	Introduction :	107

VII.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :	107
VII.2.1 Evaluation des efforts horizontaux :	108
VII.2.2 Calcul des réactions :	109
IV.2.3 Calcul des efforts de traction dans les diagonales:	109
VII.2.4 Calcul de la section brute A de la diagonale :	110
VII.2.5 Calcul de la section nette :	110
VII.2.6 Vérification à la résistance ultime de la section :	111
VII.3 Contreventement vertical du long-pan :	111
VII.3.1 Calcul de l'effort de traction dans la diagonale N_{tsd_1}	112
VII.3.2 Calcul de l'effort de traction dans la diagonale N_{tsd_2}	112
VII.3.3 dimensionnement de la diagonale:.....	113
VII.3.3.1 Calcul de la section brute A :	113
VII.3.3.2 Calcul de la section nette :.....	113
VII.3.4 Vérification à la résistance ultime de la section :	114
VII.4 Poutre sablier de pont roulant:.....	114
VII.4.1 Pré dimensionnement de la poutre	114
VIII ÉTUDE SISMIQUE.....	117
VIII.1 Introduction :	117
VIII.2 Analyse de la structure :	117
VIII.2.1 Type d'analyse	117
VIII.2.2 Méthodes de calcul	117
VIII.2.2.1 La méthode statique équivalente :	118
VIII.2.2.2 Principe de la méthode :	118
VIII.2.2.3 Calcul de la force sismique totale :	118
VIII.2.2.4 Principe de la méthode spectrale :	121
VII.2.2.5 Nombre de modes de vibrations à considérer :	121
VIII.2.2.6 Résultat de calcul :	122
VIII.2.2.7 Analyse des résultats :	126
VIII.2.2.8 Résultantes des forces sismiques de calcul :	127
VIII.2.3 Vérification des déplacements :	127
VIII.2.3.1 : situation durable :	127
VIII.2.3.2 : situation accidentelle :	128

IX VERIFICATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	130
IX.1 Introduction :.....	130
IX.2 Justification des traverses (IPE400) :.....	130
IX.2.2 Efforts sollicitant :	131
IX.2.3 Condition de résistance :.....	132
IX.2.4 Vérification de la résistance :	132
IX.2.5 Vérification de l'élément aux instabilités :.....	133
a) Calcul de la longueur de flambement :	133
b) Calcul des élancements	133
c) Calcul de l'élancement critique :.....	133
d) Calcule les élancements réduits :	134
e) Calcule du coefficient de réduction :.....	134
IX.2.6 Vérification au flambement :.....	136
IX.2.7 Vérification avec le logiciel robot :.....	136
IX.3 Vérification des poteaux :.....	136
IX.3.1 Vérification à la résistance pour le poteau HEA320 :	137
IX.3.2 Vérification de l'effort tranchant :	138
IX.3.3 Vérification au moment fléchissant :	138
IX.3.4 Vérification à l'effort normal :.....	138
IX.3.5 Vérification de l'élément aux instabilités :.....	138
IX.3.5.1 Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique)...	139
IX.3.5.2 Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique).	139
IX.3.5.3 Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :	140
IX.3.5.4 Calcul des coefficients réducteurs	140
IX.3.5.6 Vérification au flambement :	141
IX.3.6 Vérification avec le logiciel robot :.....	141
IX.4 2ème cas : Vérification des poteaux (plancher)	141
IX.4.1 Vérification à la résistance pour le poteau HEA180 :	142
IX.4.2 Vérification à l'effort tranchant.....	143
IX.4.3 Vérification au moment fléchissant	143
IX.4.4 Vérification à l'effort normal	143
IX.4.5 Vérification de l'élément aux instabilités :.....	143
IX.4.5.1 Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique)...	144

IX.4.5.2 Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique).	144
IX.4.5.3 Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement.....	144
IX.4.5.4 Calcul des coefficients réducteurs	145
IX.4.5.5 Vérification au flambement :	146
IX.4.6 Vérification avec le logiciel robot :	146
IX.5 Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent (L80×80×8) :	146
X CALCUL DES ASSEMBLAGES	148
X.1 Introduction :	148
X.2 Fonctionnement des assemblages :	148
X.3 Rôle des assemblages :	149
X.4 Assemblage poteau _ traverse HEA320 – traverse IPE400	151
X.4.1 Condition de résistance des boulons :	151
X.4.1.1 Distance entre axe des boulons :	151
X.4.1.2 Détermination des efforts dans les boulons :	152
X.4.2 Dimensionnement des boulons :	152
X.4.3 Moment résistant effectif de l'assemblage :	153
X.4.4 Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :	153
X.4.5 Vérification au poinçonnement :	154
X.4.6 Vérification a la pression diamétrale :	154
X.4.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :	154
X.4.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée....Erreur ! Signet non défini.	155
X.4.9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :	155
X.4.10 Assemblage platine traverse :	156
X.4.10.1 Epaisseur de la platine :	156
X.4.10.2 Distribution des efforts sur les différents cordons :	156
X.4.10.3 Vérification de l'assemblage :	156
X.5 Assemblage Traverse _ Traverse (IPE400-IPE400)	157
La disposition constructive des boulons.....	158
X.5.1 Condition de résistance des boulons :	158
X.5.1.1 Distance entre axe des boulons :	158
X.5.1.2 Détermination des efforts dans les boulons :	158
X.5.2 Dimensionnement des boulons :	159
X.5.3 Moment résistant effectif de l'assemblage :	159

X.5.4	Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :	160
X.5.5	Vérification au poinçonnement :	160
X.5.6	Vérification a la pression diamétrale	160
X.5.7	Assemblage platine traverse :	160
X.5.7.1	Epaisseur de la platine :	161
X.5.7.2	Distribution des efforts sur les différents cordons :	161
X.5.7.3	Vérification de l'assemblage:	161
X.6	Assemblage des éléments de la Poutre au vent :	162
X.6.1	Assemblage de la diagonale sur le gousset :	162
X.6.1.1	Vérification de la pression diamétrale.....	163
X.6.1.2	Vérification vis-à-vis de la rupture de la section nette.....	163
X.6.1.3	Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs.....	163
X.6.2	Dimensionnement du cordon de soudure.....	164
X.6.2.1	Les longueurs de soudures :	164
X.7	Assemblage de l'échantignolle	164
X.7.1	Assemblage de la panne sur l'échantignolle	164
X.7.2	Assemblage de l'échantignolle sur la traverse.....	165
X.8	Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :	165
X.8.1	Assemblage gousset-nœud du portique :	166
X.8.1.1	Pré dimensionnement du gousset.....	166
X.8.1.2	Pré dimensionnement de la gorge de soudure	166
X.8.2	Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :	167
X.8.2.1	Distribution de l'effort normale sur les boulons :	167
X.8.2.2	Dimensionnement des boulons :	168
□	Disposition géométrique :	168
X.8.2.3	Vérification de l'Assemblage trop long :	168
X.8.2.4	Vérification à la pression diamétrale :	169
X.8.2.5	Vérification de la rupture de la section nette :	169
X.8.3	Assemblage palée en croix de saint André :	169
X.8.3.1	Dimensionnement des boulons :	170
X.8.3.2	Disposition géométrique :	170
X.8.3.3	Vérification de l'Assemblage trop long	170
X.8.3.4	Vérification à la pression diamétrale :	170

X.8.3.5	Vérification de la rupture de la section nette :	170
X.9	Assemblage poteauHEA180 _ poutre maîtresse IPE360 :	171
X.9.1	La disposition constructive des boulons.....	171
X.9.2	Condition de résistance des boulons :	172
X.9.3	Détermination des efforts dans les boulons	172
X.9.4	Dimensionnement des boulons.....	173
X.9.5	Moment résistant effectif de l'assemblage	173
X.9.6	Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement+ traction.....	173
X.9.7	Vérification au poinçonnement.....	174
X.9.8	Vérification a la pression diamétrale :	174
X.10	Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale).....	175
X.10.1	Dimensionnement des boulons.....	175
X.10.2	Disposition constructive.....	176
X.10.3	Vérifications nécessaires.....	176
X.10.4	Cisaillement du bloc.....	177
X.11	Vérification des assemblages avec le logiciel robot :	177
X.12	Calcul des pieds de poteaux :	197
X.12.1	Introduction :.....	197
X.12.2	Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux HEA320 :	197
X.12.2.1	Vérification de la tige d'ancrage:.....	199
X.12.2.2	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:	199
X.12.2.3	Vérification des contraintes dans le béton:	200
X.12.2.4	Vérification des contraintes dans l'acier:.....	200
X.12.2.5	Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:.....	200
X.12.2.6	Vérification de la bèche :	204
X.12.3	Dimensionnement de la tige d'ancrage des potelets :	204
X.12.3.1	Vérification de la tige d'ancrage:.....	204
X.12.3.2	Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de la fondation:	205
X.12.3.3	Détermination de l'épaisseur de la platine:	205
XI	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	206
XI.1	Introduction :.....	206
XI.2	Calcul des fondations sous les poteaux:	206
XI.2.1	Détermination des sollicitations:	206

XI.2.2	Pré dimensionnement de la semelle de poteau HEA320	207
XI.2.3	Dimensionnement de la semelle:	208
XI.2.4	Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) ..	210
XI.2.5	Détermination des armatures de la semelle:	210
XI.2.6	Condition de non fragilité :.....	214
XI.3	Fondation sous potelet :	215
XI.3.1	Dimensionnement de la semelle :	217
XI.3.2	Calcul des armatures :	217
XI.3.3	Condition de non fragilité.....	218
XI.4	Calcul des longrines :	218
XI.4.1	Introduction :	218
XI.4.2	Pré dimensionnement :.....	218
XI.4.3	Ferraillage :	219
XI.4.4	Vérification de la condition de non fragilité :	219
XI.4.5	Vérification de la flèche :	219
XI.4.6	Armatures transversales	219
XI.4.7	Ferraillage des futs	220
XII	STABILITE D'ENSEMBLE	223
XII.1	Introduction :	223
XII.2	Déterminationdes forces renversantes :	223
XII.2.1	Vent sur long pan selon les ca les plus defavorables:	224
XII.2.2	Vent sur long pan selon les cas les plus défavorables:	224
XII.3	Moment stabilisateur Ms :	224
XII.4	Vrification de la stabilité de l'ossature :	225

ANEXXE

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : vue en 3D du projet.....	1
FigureI-2: Plancher mixte à dalle collaborant.....	3
FigureI-3 : Diagramme effort /déformation de l'acier.....	5
Figure II.1 : les directions du vent V1 et V2.....	9
Figure II.2 : valeurs de pression dynamique de pointe.....	11
Figure II.3 : Ripartion des surfaces sur lang pan.....	12
Figure II.4 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1.	13
Figure II.5 : Légende pour la toitures sens V1.....	14
Figure II.6 : Ripartion des surfaces sur lang pan (sens V2 du vent).....	19
Figure III.1 : présentation de la panne.....	25
Figure III.2 : tableau caractéristique du panneau sandwich.....	26
Figure III.3 : tableau2 caracteristique du panneau sandwich.....	26
Figure III.4 : schéma statique sous la charge d'entretien.....	27
Figure III.5 : Moments dus aux surcharges d'entretien.....	28
Figure III.6 : Schéma statique de la panne sous le vent.....	33
Figure III.7: schémas statiques de la panne avec lierne.....	35
Figure III.8 : représentation des efforts de traction dans les liernes.....	36
Figure III.9 :schéma statique de l'échantignole.....	38
Figure III.10 : Schéma statique des charges appliquées.....	39
Figure III.12 : disposition de la lisse sur le poteau.....	41
Figure III.13: Schéma statique du potelet.....	47
FigureIV.1 : Présentation en 3D de l'escalier.....	52
FigureIV.2 : Les constituants de marche.....	53
Figure IV.4 : La distribution des charges sur un limon.....	56
Figure V.5: Schémas statique représentant les charges sur le limon.....	58
Figure V.1 : Plancher mixte acier-béton.....	61
Figure V.2:Schéma statique de la solive.....	63
Figure V. 3:Largeur de la dalle effective.....	66
Figure V.4 : Schéma des connecteurs.....	70
Figure VI.6: Sommier sous charge répartie.....	72
Figure V.7: Largeur de la dalle effective.....	75
FigureV.8 : schéma statique de la poutre secondaire.....	80
FigureVI.1 : schéma de pont roulant.....	84

FigureVI.2 : Dispositions des charges engendrées par le pont roulant.....	85
FigureVI.3 : Disposition de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement	85
FigureVI.5 : charges horizontales longitudinales HL.i.....	88
FigureVI.6 : charges horizontales transversales HT.i.....	89
Figure : Disposition de la charge horizontale.....	95
FigureVI.9 : longueur chargée efficace	102
FigureVI.14 : torsion de la semelle supérieure.....	103
Figure VI.16 : le moment maximal.	106
Figure VII.1 : Vue en plan de la poutre au vent	107
Figure VII.2 : Schéma statique de la poutre au vent	108
Figure VII.3 : valeurs des forces et réactions	109
Figure VII.5 : Présentation des efforts sur le nœud 2.....	110
Figure VII.6 : schéma statique de la palée de stabilité en long pan.....	112
Figure VIII.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X.	122
Figure VIII.2 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.	123
Figure VIII.3 : Mode de déformation (1).	124
Figure VIII.4 : Mode de déformation (2).	125
Figure VIII.5 : Mode de déformation (3).	126
Figure IX.1 : La traverse la plus sollicitée	130
Figure IX.2 : Le poteau le plus sollicité	137
Figure IX.3 le poteau de plancher le plus sollicité.....	142
FigureIX.4: La diagonale la plus sollicitée suivant pignon.....	147
Figure X.1 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse	151
FigureX.2 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.	157
FigureX.4:Vue perspective de l'échantignole.	164
FigureX.5 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.	166
FigureX.6: Assemblage des diagonales sur gousset.....	167
FigureX.7: Vue de l'assemblage de la palée de stabilité en 3D.	169
FigureX.8: Représentation de l'assemblage Poteau –poutre maitresse.....	171
FigureX.9 : Assemblage solive-poutre principale.....	175
FigureX.10 : Disposition des boulons	176
Figure X.11 : Schéma de cisaillement du bloc.....	177
FigureX.12 : Tige d'encrage du pied du poteau.....	197
FigureX.13 : Dispositions constructives.....	198
FigureX.14 : Vue 3D du pied de poteau encastré.....	198

FigureX.15 : Vérification dans la section 1–1.....	201
FigureX.16 : Vérification dans la section 2 – 2.....	202
FigureX.17 : Vérification dans la section 3 – 3.....	203
FigureX.18 : pied de poteau articulé	203
FigureXI.1 : Dimension de la semelle.....	207
FigureXI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle.....	215
FigureXI.3: Schéma de ferrailage de la semelle de potelet	218
FigureXI.4:Schéma de ferrailage des longrines.	220
FigureXI.5 : section du fut à ferrailer.....	221
FigureXI.6: Schéma de ferrailage des futs.....	222

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.2 : les coefficients à chaque zone de parois verticales 12

Tableau II.3 : valeurs des surfaces de chaque zone. 14

Tableau II .4 : Les coefficients de Cpe à chaque zone de toiture 14

Tableau II.5 : valeurs de la pression qj correspondant à chaque zone de parois verticales Cpi = 0,4..... 15

Tableau II.6 : valeurs de la pression qj correspondant à chaque zone de toiture avec Cpi =-0,4 16

Tableau II.7 : valeurs de la pression qj correspondant à chaque zone de parois verticales avec Cpi =0.8..... 17

Tableau II.8 : valeurs de la pression qj correspondant à chaque zone de toiture avec Cpi = 0,8 17

Tableau II.9 : valeurs de la pression qj correspondant à chaque zone de paroi verticale avec Cpi = 0 18

Tableau II.10 : valeurs de la pression qj correspondant à chaque zone de toiture avec Cpi = 0 19

Tableau II.11 valeurs des surfaces pour chaque zone (sens V2 du vent)..... 20

Tableau II.12 les coefficients à chaque zone de parois verticales(sens V2 du vent)..... 20

Figure II.7 : La répartition des zones de pression sur la toiture sens V2 21

Tableau II.13 : les coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture(sens V2 du vent). 21

Tableau II.14 : valeurs de la pression qj correspondant à chaque zone de parois verticales avec Cpi = -0,3 22

Tableau II.15 : valeurs de la pression qj correspondant à chaque zone de toiture avec Cpi = -0,3. 23

Tableau II.16 :valeurs de la pression qj correspondant à chaque zone de parois verticales avec Cpi = +0,8(sens V2 du vent)..... 23

Tableau II.17 : valeurs de la pression qj correspondant à chaque zone de toiture avec Cpi = 0.8 (sens V2 du vent)..... 24

Tableau II.18 : valeurs de la pression qj correspondant à chaque zone de parois verticales avec Cpi = 0 24 (Sens V2 du vent) 24

Tableau III.1: Caractéristiques du profilé UAP 150..... 42

Tableau VI.1: caractéristiques de pont roulant..... 83

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI.2 : les coefficients d'amplification dynamique	84
Tableau -IV-4 : les charges verticales maximales sur un galet	87
Tableau- IV-5 : les charges verticales minimales sur un galet.....	88
TableauVI.6 : définition des valeurs de $\lambda_{s,i,j,k}$	91
TableauVI.7Tableau de définition de $\alpha_f, \alpha_v, \alpha_0$	91
Tableau VI.8 : les charges horizontales $H_{s, i, j, L}$ et $H_{s, i, j, T}$	92
Tableau- IV-9 :Caractéristiques du profilé rail A55.	93
VIII ÉTUDE SISMIQUE	117
Tableau VIII.1 Pénalités de vérifications	120
Tableau VIII.2 : Pourcentage de participation de masse.....	124
Tableau VIII.3 : Combinaisons de calcul.....	127
Tableau VIII.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base	127
Tableau VIII.5 : Déplacement max en situation durable	128
Tableau VIII.6 : Déplacement relatif des niveaux	129
Tableau IX.2 : Coefficients de flambement correspondant à la section IPE400.....	134
Tableau X.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier	148
Tableau X. 2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface	149
Tableau X. 3: Principales caractéristiques géométrique des boulons	150
TableauXI.1 : Les sollicitations à la base des poteaux.....	206
TableauXI.2 : Vérification des contraintes dans le sol.....	210
TableauX-6: Les armatures des semelles.	215
Tableau XII.1 : Vent sur long pan bloc sens V1 du vent	223
Tableau XII.2 : Vent sur pignon sesV2 du vent.....	224

INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique est un domaine de la construction, mais aussi de la mécanique ou du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées ; assurer la cohérence des déformations relative des systèmes structuraux.

Le principe de ce présent travail est l'étude d'un hangar à usage de stockage constitué de quatre blocs dépendants. L'étude et le pré-dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements techniques de calcul et de conception, à s'avoir : (RPA99 V03, BAEL91, CCM97, RNV2013).

Plan du travail

- ✓ Présentation du projet
- ✓ Etude climatique
- ✓ Pré-dimensionnement des éléments
- ✓ Etude d'escalier
- ✓ Etude du plancher mixte
- ✓ Etude du pont roulant
- ✓ Etude des systèmes de contreventements
- ✓ Etude sismique
- ✓ Vérification des éléments structuraux
- ✓ Etude des assemblages
- ✓ Etude de l'infrastructure
- ✓ Etude de la stabilité d'ensemble

I PRESENTATION DU PROJET

I.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.

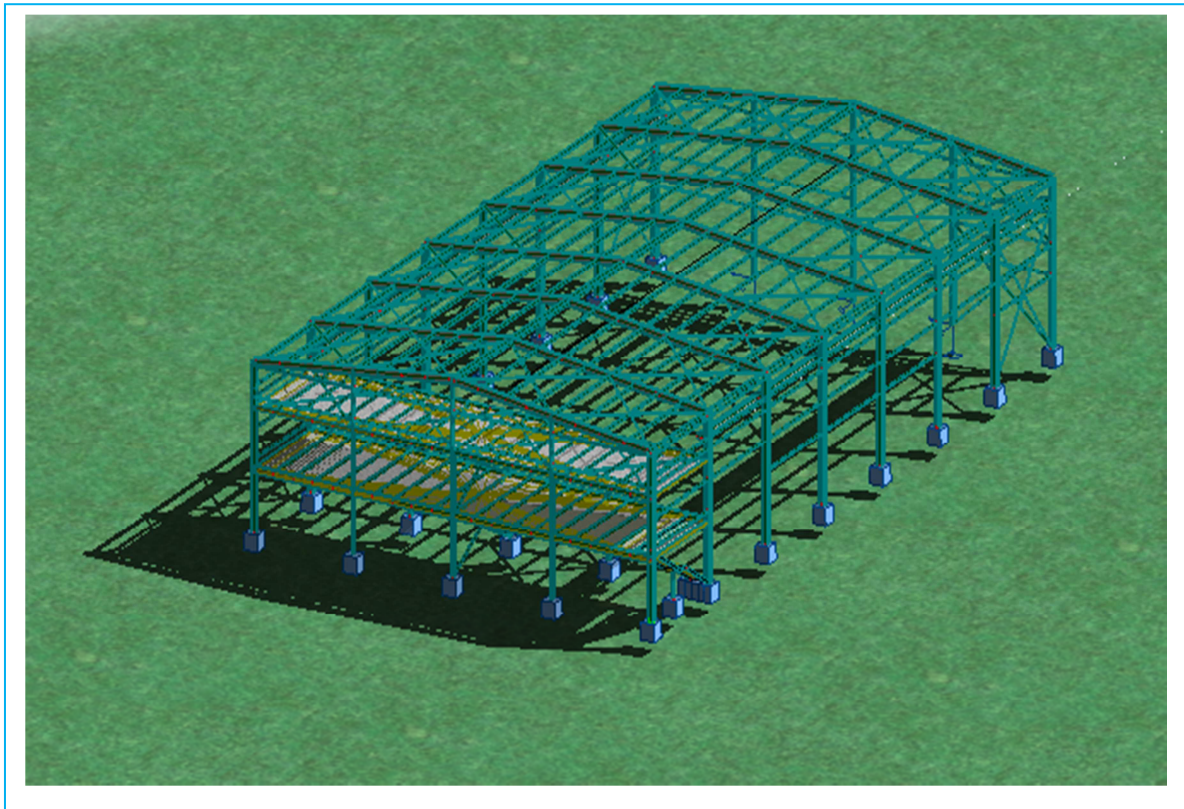


Figure I-1 :vue en 3D du projet

I.2 Situation du projet

Le projet sera implanté à commune Ben Aknune wilaya d'Alger qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de forte sismicité(III).

I.3 Caractéristiques :

I.3.1 Géométries de l'ouvrage :

- ✓ Longueur de l'ouvrage (longpan) : **42 m**. Le long pan est constitué de **7** travées de **6m**.
- ✓ Largeur de l'ouvrage (pignon) : **24m**.
- ✓ Hauteur totale de l'ouvrage : **9.65m**.

- ✓ Hauteur des poteaux : **8.2m.**
- ✓ Pente de versant : **10%.**
- ✓ Ouvertures :
 - Portes: **3 x (5x 5) m.**
 - Fenêtre: **14 x (5 x 1) m, 8x(1.2x0.6) m.**

I.3.2 Pont roulant

Le pont roulant utilisée dans ce projet est un bipoutres à utilisation régulière en service intermittent avec soulèvement de charge variant de zéro à la charge nominale (group II)

- Capacité de charge maximale $Q= 12$ tonnes
- Portée de pont $L_p = 24$ m
- Distance de l'approche minimal $a= 1.20$ m **[ABUS levage France]**
- Poids du pont roulant
- L'empâtement $e=3$ m
- Vitesse de translation maximale 60 m/min
- Vitesse de direction max 30 m/min
- Vitesse de levage max 5 m/min

I.3.3 Étude de sol

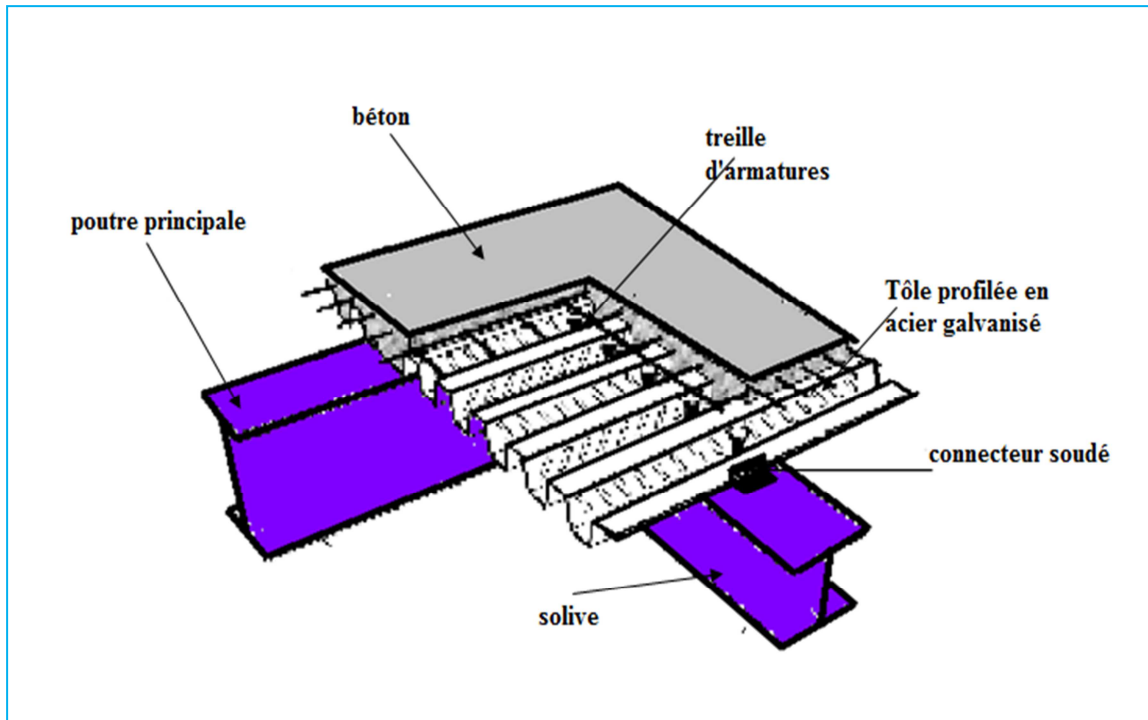
Les études faites sur le sol ou le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : **$\sigma_{adm} = 2$ bar**

I.3.4 Ossature et stabilité de la structure :

La structure est constituée de 8 portiques à deux travées. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

- **Plancher :**
 - ✓ La structure comporte un plancher collaborant constitués de.
 - ✓ Une dalle en béton armé
 - ✓ Armatures
 - ✓ Une tôle nervurée.
 - ✓ Des solives.
 - ✓ Des goujons connecteurs.



FigureI-1:Plancher mixte à dalle collaborant.

- **Toiture**

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

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

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

- **L'escalier**

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

- **Les façades et cloisons**

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages, Les murs de la mezzanine sont réalisés avec de la maçonnerie.

I.3.5 Matériaux utilisé

- **Acier**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés soit :

- ✓ Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- ✓ Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion.....)

- **Propriété de l'acier :**

- **Résistance**

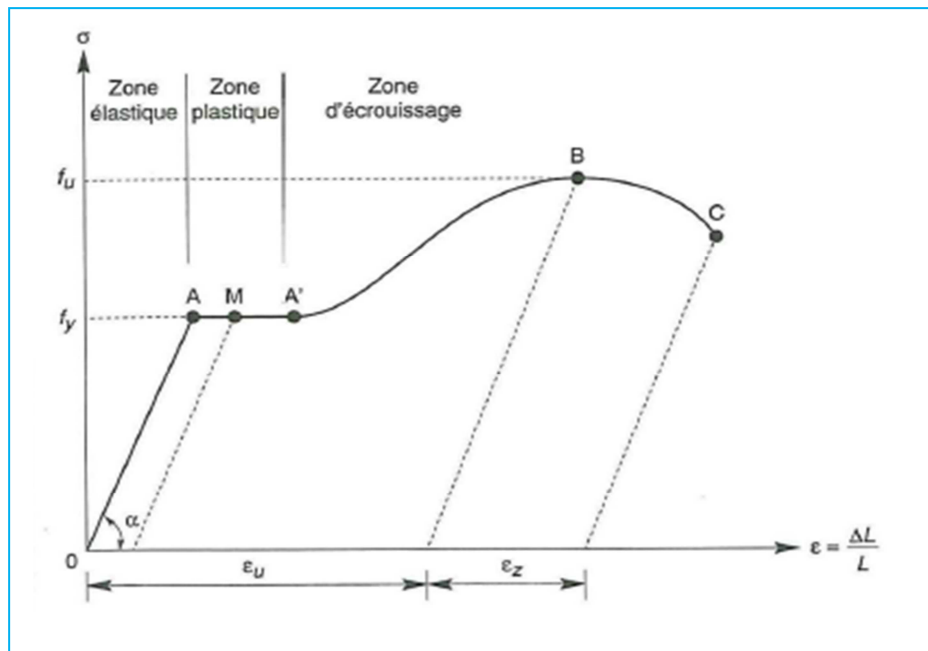
Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par exemple dans le règlement (Eurocode 03).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235.

- **Ductilité**

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$)
- À la rupture l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieure ou égal à 15%.



FigureI-2 : Diagramme effort /déformation de l'acier.

➤ Propriétés mécaniques

- ✓ Masse volumique : 7850 Kg / m^3
- ✓ Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- ✓ Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu)$
- ✓ Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- ✓ Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

• Le béton

Le béton est un matériau de construction Composé de granulats, de sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu'à 450 daN/cm^2 mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement.

• Propriétés du béton

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- La résistance à la traction à 28jours : $f_{t28}=2.1\text{MPa}$.
- Le poids spécifique : $\rho = 25\text{KN} / \text{m}^3$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

I.4 Règlement utilisée :

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en acier (**CCM97**), document technique réglementaire **D.T.R-B.C-2.44**.
- ✓ Règles parasismique algériennes (**RPA99 version 2003**) **D.T.R-B.C-2.48**.
- ✓ Charges permanentes et surcharges d'exploitation **D.T.R-B.C-22**.
- ✓ Règles neige et vent (**RNVA2013**) **D.T.R-C2.47**.
- ✓ **Eurocode 1** ; partie 5 action induite par les ponts roulants ; **Eurocode 3** partie 6 ;chemins de roulements
- ✓ Règles de calcul des fondations superficielles **D.T.R-B.C-2.33**.

I.5 Les états limites

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. En distingue état limite :

I.5.1 État limite Ultime (E.L.U.)

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent

- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments

I.5.2 État Limite de Service (E.L.S.)

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux
- Les vibrations incommodant les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu

I.6 Les Actions prises en compte :

Une action est Une force (charge) appliquée à la structure (action directe) ou une déformation imposée (action indirecte), déplacements d'appuis, effets thermiques.

Les actions sont classées principalement en fonction de leur variation dans le temps :

- Actions Permanentes (G) : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :
 - Poids propre de la structure
 - Poussée des terres et liquides

- Actions variables (Q) : dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :
 - Charges d'exploitation
 - Charges climatiques (neige S, vent W) ;
 - Charges dues à l'effet de température (T)
 - Charges appliquées en cours d'exécution.

- Actions Accidentelles

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- L'action sismique notée E
- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

II ETUDECLIMATIQUE

II.1Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est assez prépondérant. Une étudeapprofondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent etceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent [RNV2013].

II.2Définition de l'action du vent

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- ✓ La vitesse du vent.
- ✓ Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- ✓ Configuration locale du terrain (nature du site).
- ✓ Position dans l'espace : (constructions reposants sur le sol ou éloignée du sol).
- ✓ Perméabilité de ses parois : (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi).

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

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

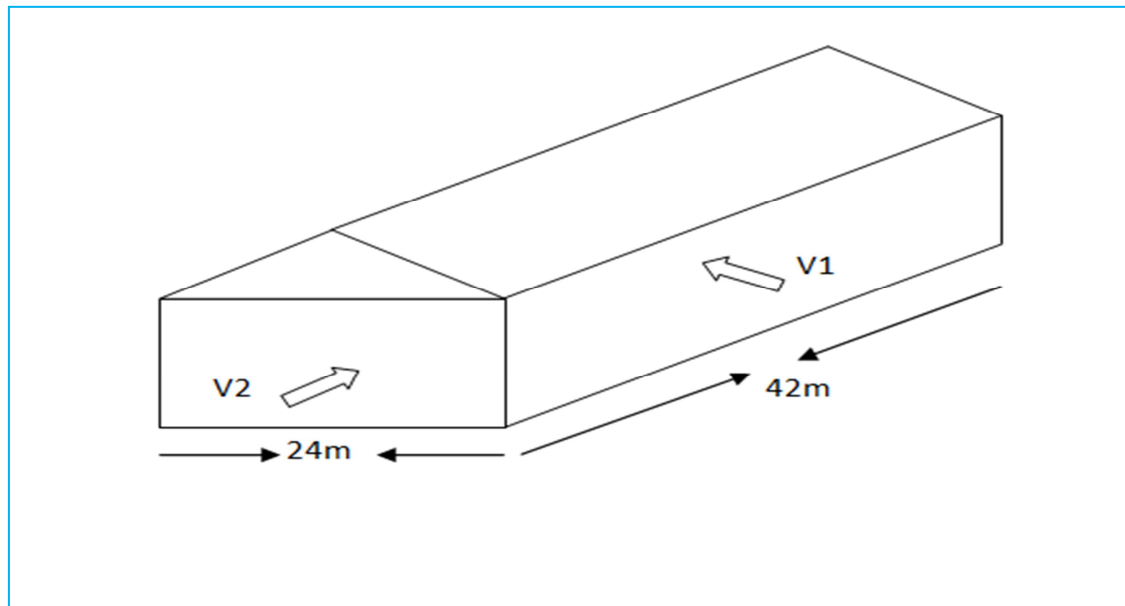


Figure II.1 : les directions du vent V1 et V2

II.3 Coefficients de calcul

II.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) par $q_{ref} = 375N/m^2$

II.3.2 Effet de site :

La structure sera implantée en zone industrielleD'où :

- Le facteur de terrain $K_t=0.215$
- Le paramètre de rugosité $Z= 0.3m$
- La hauteur minimale $Z_{min}= 5m$

(Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013).

II.3.3Coefficient de topographie :

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$

II.4 Calcul de coefficient dynamique Cd :

On a la hauteur totale $H=9.65\text{m}$ inférieur a 15m donc $Cd=1$

II.5 Détermination de la pression dynamique :

II.5.1 Détermination de coefficient de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité, est donné en fonction de la hauteur, et du site comme suit :

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

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

Où:

K_T : coefficient de terrain ($K_T = 0,215$).

Z : hauteur considérée (au centre des surfaces) terrain de catégorie III (**TAB2.4 RNVA2013**)

$Z_0(\text{m})$: paramètre de rugosité ($Z_0 = 0,3$).

Z_{\min} : hauteur minimale ($Z_{\min} = 5\text{m}$)

D'ou :

$$C_r(8.2) = 0.215 \ln(8.2/0,3) = 0,711 \quad \text{(pour les parois verticales)}$$

$$C_r(9.65) = 0,215 \ln(9.65/0,3) = 0,746 \quad \text{(pour la toiture)}$$

II.5.2 Détermination des coefficients d'exposition C_e :

Le coefficient d'exposition $C_e(z)$ est donné par la formule suivante :

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

$$I_v(z) = 1 / [(C_t(z) \times \ln(\frac{z}{z_0})] \quad \text{Pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(z) = 1 / [(C_t(z) \times \ln(\frac{z_{\min}}{z_0})] \quad \text{Pour } Z \leq Z_{\min}$$

$$I_v(z) = 1 / [1 \times \ln(\frac{8.2}{0.3})] = \mathbf{0.302} \quad \text{(pour les parois verticales).}$$

$$I_v(z) = 1 / [1 \times \ln(\frac{9.65}{0.3})] = \mathbf{0.288} \quad \text{(pour la toiture)}$$

$$C_e(8.2) = (0.711)^2 \times (1)^2 \times [1 + 7 \times 0.302]$$

$$C_e(8.45) = \mathbf{1.57} \quad \text{(Pour les parois verticales).}$$

$$C_e(9.65) = (0.746)^2 \times (1)^2 \times [1 + 7 \times 0.288]$$

$$C_e(9.65) = 1.67 \text{ (Pour la toiture).}$$

II.5.3 valeurs de pression dynamique de pointe :

La pression dynamique est donnée par la formule (2.1 chapitre 2 du RNVA2013) comme suit :

$$q_p = q_{ref} \cdot C_e(z_j) [\text{N/m}^2]$$

$$q_p(8.45) = 1.57 \times 375 = 588.75 [\text{N/m}^2]. \text{ (pour les parois verticales)}$$

$$q_p(9.65) = 1.67 \times 375 = 626.25 [\text{N/m}^2]. \text{ (pour la toiture)}$$

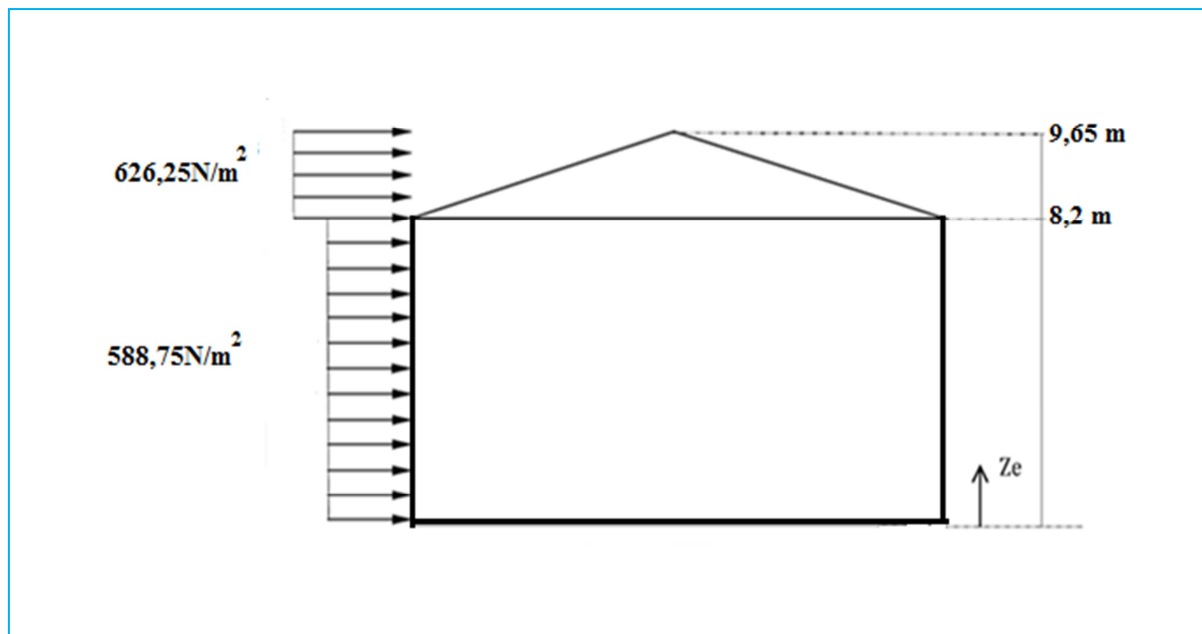


Figure II.2 : valeurs de pression dynamique de pointe

II.6 Calcul des pressions sur les parois:

II.6.1 Vent perpendiculaire au long-pan V1:

a) Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

• Parois verticales :

Selon le RNVA2013 chapitre 5 paragraphe (1.1.2), les différentes zones de pression sont illustrées sur la figure II.3 :

Dans notre cas :

$b = 42\text{m}$ $d = 24\text{m}$ $h = 9.65\text{m}$ $e = \min(42\text{m} ; 19.3\text{m}) = 19.3\text{m}$.

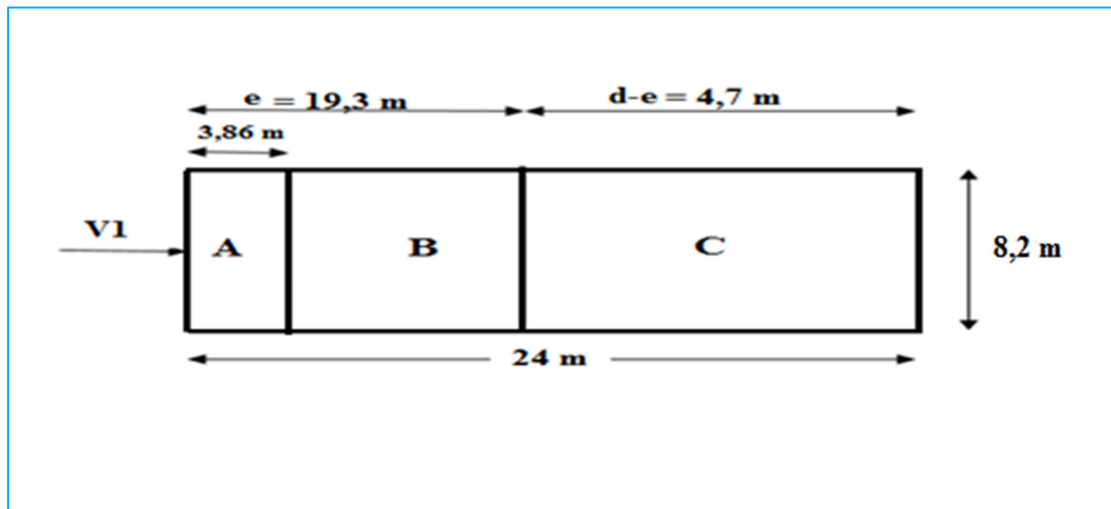


Figure II.3 : Ripartion des surfaces sur lang pan

zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	31.652	126.608	38.54	344.4	344.4

Tableau II.1 :valeurs des surfaces de chaque zone.

- toutes les surfaces sont supérieures à 10m² → C_{pei} = C_{pe10}.
- Avec les zones de pression : $d > e$.

pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on se réfère au tableau(5-1 de RNV2013)

zone	A	B	C	D	E
coefficient	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.2 :les coefficients à chaque zone de parois verticales

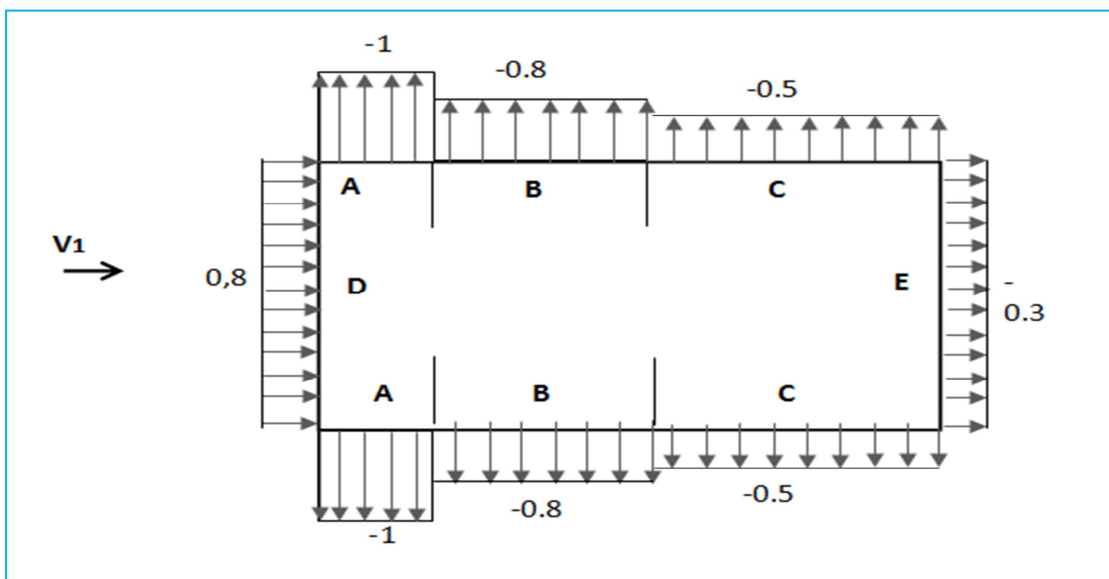


Figure II.4 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_1 .

- Toiture :

Pour un vent perpendiculaire à la génératrice ($\theta=0$) ; les zones de pression sont données par le RNVA2013 comme suit :

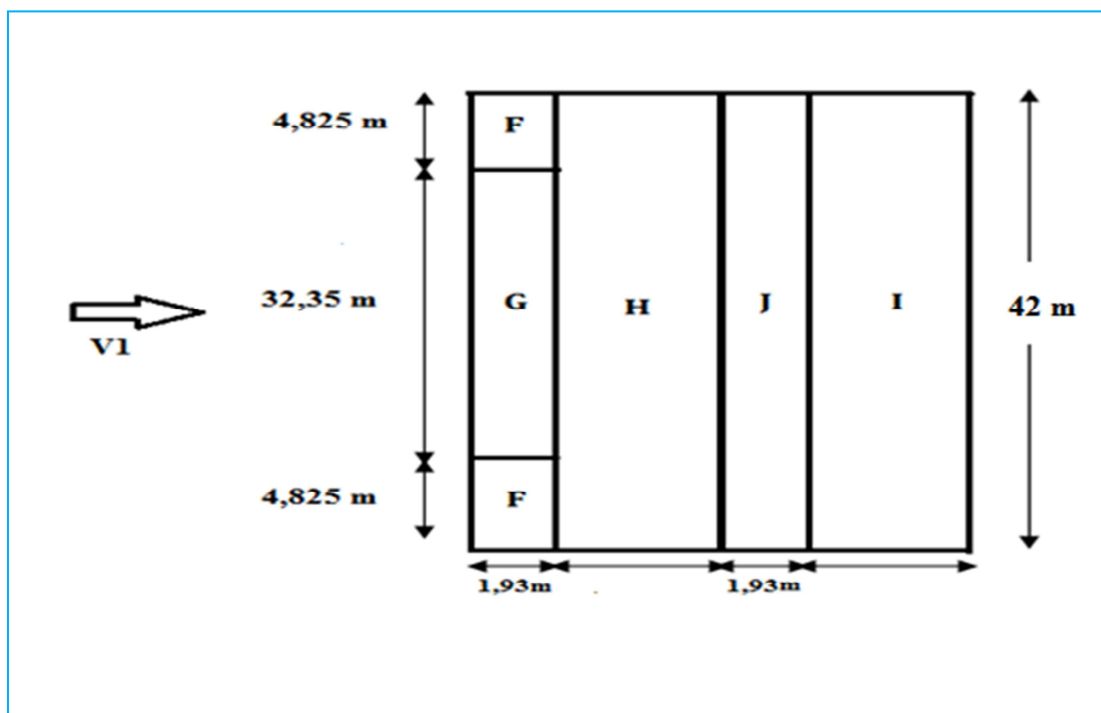


Figure II.5 :Légende pour la toitures sens V_1

zone	F	G	H	I	J
Surface(m ²)	18.62	62.43	425.049	425.049	81.06

Tableau II.3 : valeurs des surfaces de chaque zone.

- Notre pente est de 5,71°. on prend les C_{pei} de 5°.
- Les surfaces F G H I J sont supérieures à 10m² donc : C_{pei} = C_{pe10}.

Les coefficients correspondants à chaque zone, sont illustrés dans le tableau ci dessous :

zone	F	G	H	I	J
coefficient	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	0.2
	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.6

Tableau II .4 : Les coefficients de C_{pe} à chaque zone de toiture

b) Coefficient de pression intérieure :

Pour le calcul du coefficient de pression intérieure, on suppose trois cas :

➤ **premier cas : en depression interieur**

Ce cas correspond à celui de toute l'ouverture sante ouvertes (au bien face au vent fermé et les autres ouvertures ouvertes.

- **Calcul de l'indice de perméabilité μ_p**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures ou } c_{pe} \leq 0}{\sum \text{Des surfaces totales des ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{3 \times (5 \times 5) + 14 \times (5 \times 1) + 8 \times (1,2 \times 0,6)}{3 \times (5 \times 5) + 14 \times (5 \times 1) + 8 \times (1,2 \times 0,6)} = 1$$

$h/d = 0,40$ et $0,25 \leq 0,40 \leq 1$ par interpolation on trouve C_{pi} = **-0,4**

➤ **deux eme cas : surpression interieur**

Ce cas correspond à celui d'ouverture face au vent ouvert et l'autre ouverture fermée.

$$\mu_p = \frac{0}{3 \times (5 \times 5) + 14 \times (5 \times 1) + 8 \times (1,2 \times 0,6)} = 0$$

D'après la figure (5.14) de RNVA2013 en trouve $C_{pi} = +0,8$

➤ **trois eme cas :la structure etanche au vent :**

Si la structure étanche au vent en trouve que $C_{pi} = 0$

c) calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées suivant la formule du RNVA2013 comme suit :

$$w_j = C_d \cdot q_p(z_j) \cdot [C_{pe} - C_{pi}]$$

On obtient les valeurs des pressions q_j données dans les tableaux suivants :

- **Parois verticales :** Dépression intérieure: $C_{pi} = -0,4$.

ZONE	C_d	$Q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j(N/m^2)$
A	1	588.75	-1	-0,4	-353,25
B	1	588.75	-0.8	-0,4	-235,5
D	1	588.75	-0.5	-0,4	-58,87
C	1	588.75	0.8	-0,4	706,5
E	1	588.75	-0.3	-0,4	58,75

Tableau II.5 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales $C_{pi} = -0,4$

- **Toiture :** Dépression intérieure: $C_{pi} = -0,4$.

ZONE	Cd	$Q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	$w_j(N/m^2)$
F	1	626.25	-1.7 0	-0,4	-814,125 250,5
G	1	626.25	-1.2 0	-0,4	-501 250,5
H	1	626.25	-0.6 0	-0,4	-125,25 250,5
I	1	626.25	-0.6 0	-0,4	-125,25 250,5
J	1	626.25	0.2 -0.6	-0,4	375,75 -125,25

Tableau II.6 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0,4$

• **Parois verticales :** surpression intérieure $C_{pi} = 0.8$

ZONE	Cd	$Q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	$w_j(N/m^2)$
A	1	588.75	-1	0.8	1059.75
B	1	588.75	-0.8	0.8	-942
D	1	588.75	-0.5	0.8	-765.375
C	1	588.75	0.8	0.8	0
E	1	588.75	-0.3	0.8	-647.625

Tableau II.7 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = 0.8$

• **Toiture :** surpression intérieure $C_{pi} = 0.8$

ZONE	Cd	Q _p (N/m ²)	Cpe	Cpi	w _j (N/m ²)
F	1	626.25	-1.7 0	0.8	-1565.625 -501
G	1	626.25	-1.2 0	0.8	-1252.5 -501
H	1	626.25	-0.6 0	0.8	-876.75 -501
I	1	626.25	-0.6 0	0.8	-876.75 -501
J	1	626.25	0.2 -0.6	0.8	-375.75 125.25

Tableau II.8 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec C_{pi} = 0,8

• **Parois verticales** : étanche au vent : **C_{pi} = 0**

ZONE	Cd	Q _p (N/m ²)	Cpe	Cpi	w _j (N/m ²)
A	1	588.75	-1	0	-588.75
B	1	588.75	-0.8	0	-471
D	1	588.75	-0.5	0	-294.375
C	1	588.75	0.8	0	471
E	1	588.75	-0.3	0	-176.475

Tableau II.9 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de paroi verticale avec C_{pi} = 0

• **Toiture** : étanche au vent : **C_{pi} = 0**

ZONE	Cd	Q _p (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	w _j (N/m ²)
F	1	626.25	-1.7 0	0	-1064.625 0
G	1	626.25	-1.2 0	0	-751.5 0
H	1	626.25	-0.6 0	0	-375.75 0
I	1	626.25	-0.6 0	0	375.75 0
J	1	626.25	0.2 -0.6	0	125.25 375.75

Tableau II.10 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec C_{pi} = 0

d) Calcule des forces de frottements :

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent les rapports $d/h > 3$ ou bien $d/b > 3$ soient vérifiés.

$24/9.65 = 2,48 < 3$ donc y a pas lieu de calculer l'effort de frottement dans cettedirection (Vent perpendiculaire au long pan).

II.6.2 Vent perpendiculaire au pignon V2 :

a) Coefficients de pression extérieure C_{pe}(sens V2 du vent) :

• **Parois verticales :**

Pour cette direction du vent on a :

$$b = 24\text{m} \quad d = 42\text{m} \quad h = 9.65\text{m}$$

$$e = \min(24 ; 9.65 \times 2) = 19.3\text{m}$$

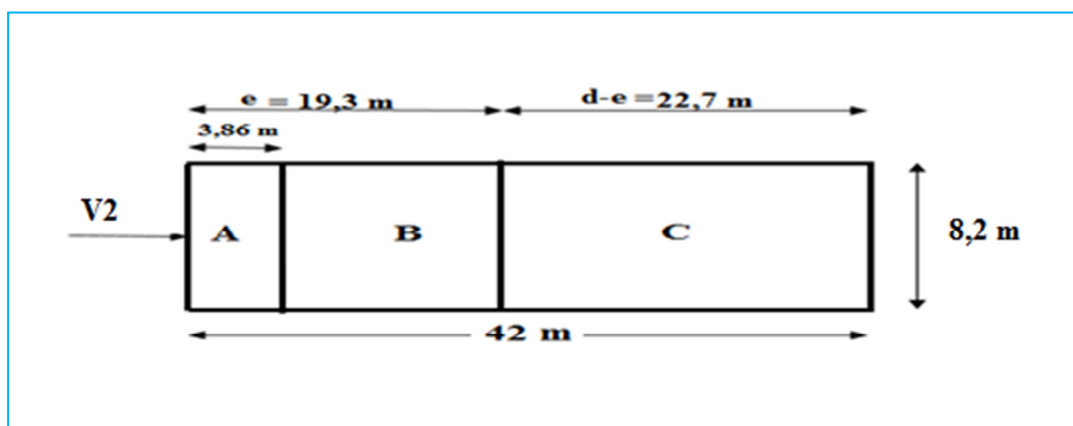


Figure II.6 :Ripartition des surfaces sur lang pan (sens V2 du vent)

zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	31.652	126.608	186.14	214.2	214.2

Tableau II.11 valeurs des surfaces pour chaque zone (sens V2 du vent)

- toutes les surfaces sont supérieures à 10m² \implies C_{pei} = C_{pe}10.
- Avec les zones de pression : d > e.

Les coefficients correspondants à chaque zone, sont illustrés dans le tableau ci dessous :

zone	A	B	C	D	E
coefficient	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.12 les coefficients à chaque zone de parois verticales(sens V2 du vent)

• Toiture :

Vent parallèle à la génératrice ($\theta=90^0$) et la pente est $5,71^0$:

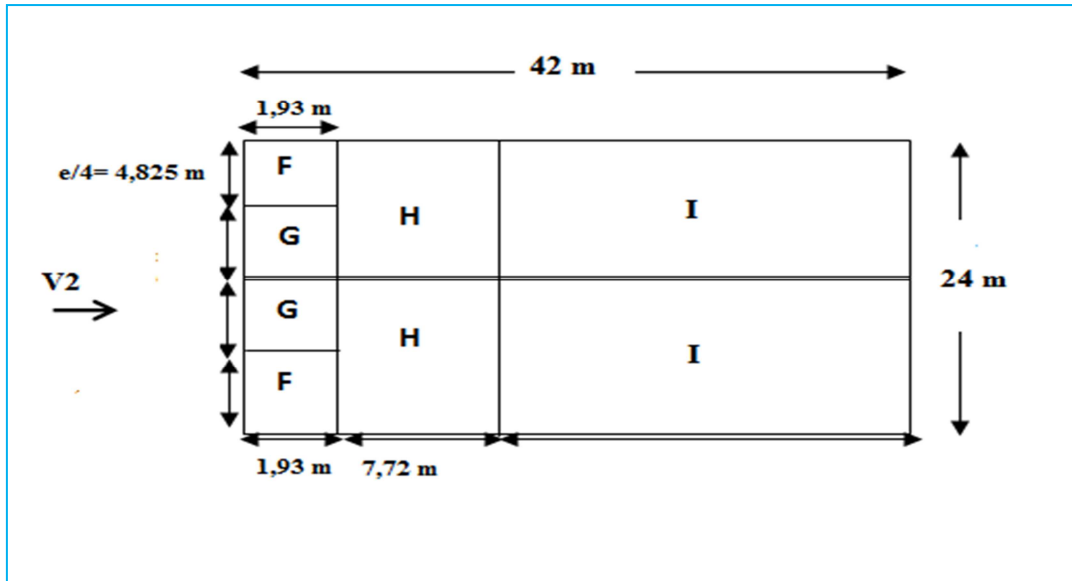


Figure II.7 : La répartition des zones de pression sur la toiture sens V2

les surfaces F G H I J sont supérieures à 10m² $\implies C_{pei} = C_{pe10}$.

Notre pente est de 5.71°. on prend les C_{peide} 5°.

Les coefficients correspondants à chaque zone, sont illustrés dans le tableau ci dessous :

zone	F	G	H	I
coefficient	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6

Tableau II.13 : les coefficients C_{pe} correspondants à chaque zone de toiture(sens V2 du vent).

b) coefficients de pression intérieure C_{pi} (sens V2 du vent) :

Pour le calcul du coefficient de pression intérieure, on suppose trois cas :

➤ **premier cas : en depression interieur**

Ce cas correspond à celui de toute l'ouverture sante ouvertes (au bien face au vent fermé et les autres ouvertures ouvertes.

• **Calcule de l'indice de perméabilité μ_p**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures ou } c_{pe} \leq 0}{\sum \text{Des surfaces totales des ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{3 \times (5 \times 5) + 14 \times (5 \times 1) + 8 \times (1,2 \times 0,6)}{3 \times (5 \times 5) + 14 \times (5 \times 1) + 8 \times (1,2 \times 0,6)} = 1$$

$h/d = 0,22$ et $0,22 < 0,25$ d'après le graphe on trouve $C_{pi} = -0,3$

➤ **deux eme cas : surpression interieur**

Ce cas correspond à celui d'ouverture face au vent ouvert et l'autre ouverture fermée.

$$\mu_p = \frac{0}{3 \times (5 \times 5) + 14 \times (5 \times 1) + 8 \times (1,2 \times 0,6)} = 0$$

D'après la figure (5.14) de RNVA2013 on trouve $C_{pi} = +0,8$

➤ **trois eme cas : la structure étanche au vent :**

Si la structure étanche au vent on trouve que $C_{pi} = 0$

c) calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées suivant la formule du RNVA2013 comme suit :

$$w_j = C_d \cdot q_p(z_j) \cdot [C_{pe} - C_{pi}]$$

On obtient les valeurs des pressions q_j . Données dans les tableaux suivants :

- **Parois verticales :** Dépression intérieure: $C_{pi} = -0,3$.

ZONE	C_d	$Q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$w_j(N/m^2)$
A	1	588.75	-1	-0,3	-412,125
B	1	588.75	-0.8	-0,3	-294,375
D	1	588.75	-0.5	-0,3	-117,75
C	1	588.75	0.8	-0,3	647,625
E	1	588.75	-0.3	-0,3	0

Tableau II.14 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = -0,3$

- **Toiture :** Dépression intérieure: $C_{pi} = -0,3$.

ZONE	Cd	$Q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	$w_j(N/m^2)$
F	1	626.25	-1,6	-0,3	-814,125
G	1	626.25	-1.3	-0,3	-438,375
H	1	626.25	-0.7	-0,3	-250,5
I	1	626.25	-0.6	-0,3	-187,875

Tableau II.15 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0,3$.

- **Parois verticales** : surpression intérieure $C_{pi} = 0.8$

ZONE	Cd	$Q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	$w_j(N/m^2)$
A	1	588.75	-1	0.8	1059.75
B	1	588.75	-0.8	0.8	-942
D	1	588.75	-0.5	0.8	-765.375
C	1	588.75	0.8	0.8	0
E	1	588.75	-0.3	0.8	-647.625

Tableau II.16 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = +0,8$ (sens V2 du vent)

- **Toiture** : Dépression intérieure: $C_{pi} = 0.8$.

ZONE	Cd	$Q_p(N/m^2)$	Cpe	Cpi	$w_j(N/m^2)$
F	1	626.25	-1.6	0.8	-1503
G	1	626.25	-1.3	0.8	-1315.125
H	1	626.25	-0.7	0.8	-939.375
I	1	626.25	-0.6	0.8	-876.75

Tableau II.17 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = 0.8$ (sens V2 du vent)

- **paroi verticale** : étanche au vent : $C_{pi} = 0$

ZONE	Cd	Q_p (N/m ²)	Cpe	Cpi	w_j (N/m ²)
A	1	588.75	-1	0	-588.75
B	1	588.75	-0.8	0	-471
D	1	588.75	-0.5	0	-294.375
C	1	588.75	0.8	0	471
E	1	588.75	-0.3	0	-176.625

Tableau II.18 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = 0$ (Sens V2 du vent)

- **Toiture** : Dépression intérieure: $C_{pi} = 0$

ZONE	Cd	Q_p (N/m ²)	Cpe	Cpi	w_j (N/m ²)
F	1	626.25	-1.6	0	-1002
G	1	626.25	-1.3	0	-814.125
H	1	626.25	-0.7	0	-438.375
I	1	626.25	-0.6	0	-375.75

Tableau II.19 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = 0$ (Sens V2 du vent)

d) Calcul des forces de frottement :

$d / h = 42/9,65 = 4,35 > 3 \Rightarrow$ détermination des forces de frottement

Les ondulations de la toiture et celles des bardages sont perpendiculaire au vent d'où

le coefficient du frottements $C_{fr} = 0,04$

La surface réelle de la toiture est égale à :

longueur du développé \times profondeur $d = (12/\cos(5.71)) \times 2 \times 42 = 1013.02 \text{ m}^2$.

Donc on aura:

La force du frottement = $q_p \times$ surface développée \times coefficient de frottement

La force du frottement sur la toiture = $626.25 \times 0,04 \times (1013.02) = \mathbf{25376.15N}$

La force du frottement sur les parois verticales = $588,75 \times 0.04 \times (8.2 \times 42) \times 2 = \mathbf{16221.24N}$

\Rightarrow La force du frottement totale = $25376.15 + 16221.24 = \mathbf{41597.39N}$

La force du frottement totale = 41.59 KN.

II.7 Calcul de l'action du Neige :

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

$$S = \mu \times S_k$$

[RNV2013, P : 18 ; Article 3.1.1]

Ou :

S : charge de neige suspendue par mètre carré [KN/m²]

μ : Coefficient de forme.

S_k : la charge de neige sur le sol. [KN/m²]

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

H: est l'altitude du site d'implantation par rapport au niveau de la mer.

La construction étant implantée à Alger qui est la zone **B** de neige : H=270 m.

$$S_k = [(0.04 \times 270) + 10] / 100 = 0.208 \text{ KN/m}^2$$

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme à ($\alpha=5.71^\circ$) est donné par le tableau (6.2 du RNV2013).

$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$ donc $\mu=0,8$.

D'où : $S = 0.8 \times 0.208 = 0.166 \text{ KN/m}^2$

S=0.166 KN/m²

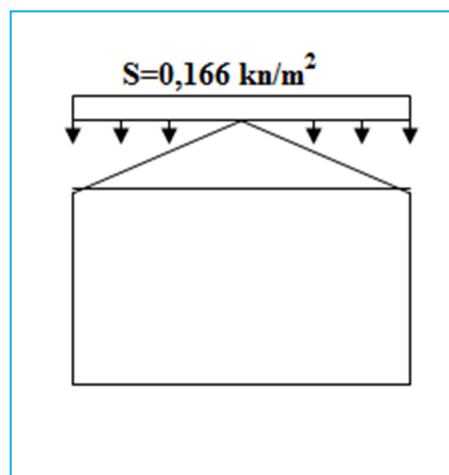


Figure II.7: la charge de la neige sur la toiture

III PRE-DIMENSIONNEMENT

III 1. Etude des pannes :

III 1.1 Introduction :

Les pannes sont des éléments destinés à transmettre les charges et les surcharges sur la couverture au portique (traverse).

Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et calculées en flexion déviée.

Données de calcul :

Les pannes sont posées avec des travées de 6m et un espacement de 1,5 m et avec une pente de 5.71^0 et le nombres de pannes = 9 panne par versant.

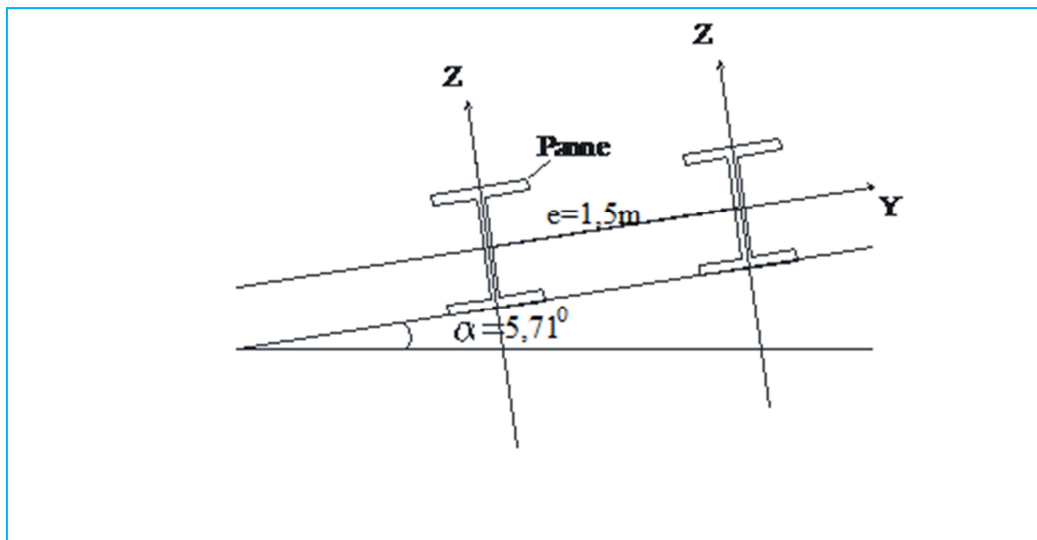


Figure III.1 : Présentation de la panne.

III 1.2 Dimensionnement de la couverture :

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 :

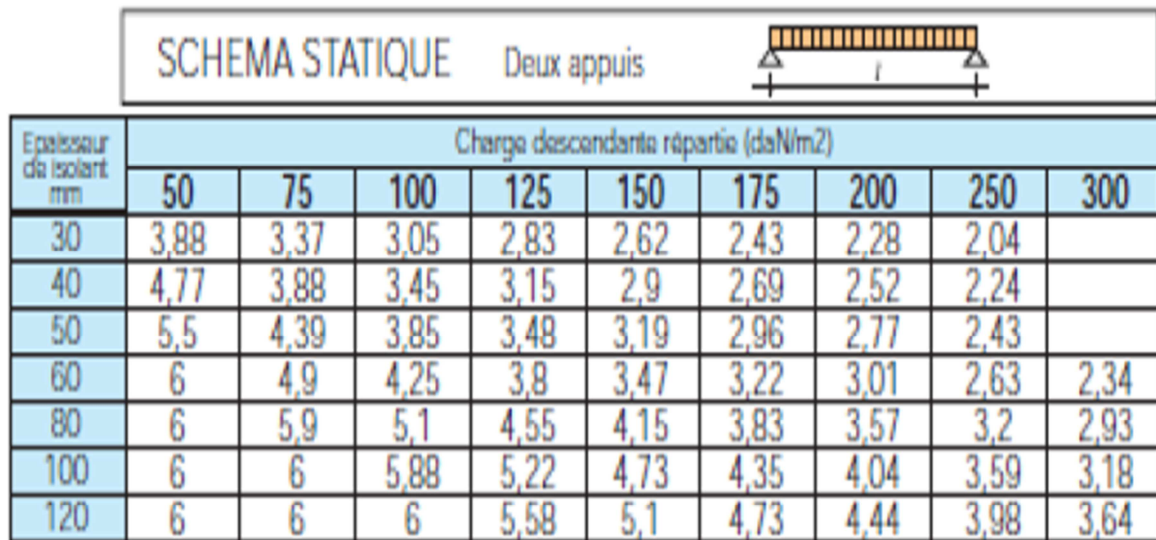


Figure III.2 : Tableau caractéristique du panneau sandwich.

On voit bien sur le tableau que pour un panneau de 30 mm d'épaisseur reposant sur des pannes espacées de 2.43m correspond une charge maximale de 175 daN/m². Notre cas est plus favorable puisque la dépression maximale du vent sur long pan en zone F correspond à $W = 156.56 \text{ daN/m}^2$, et un espacement $e = 1,5 \text{ m}$ Donc on adopte un panneau d'épaisseur 30mm dont ces caractéristiques sont données dans la figure suivante :

EPAISSEUR DE PANNEAU (mm)	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TÔLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0.5 mm (kg / m ²)
	Kcal / m ² h C	Watt / m ² K	
30	0.47	0.54	9.65
40	0.38	0.44	10.05
50	0.31	0.36	10.45
60	0.27	0.31	10.85
80	0.21	0.24	11.65
100	0.17	0.19	12.45
120	0.14	0.16	13.25

Figure III.3 : Tableau2 caracteristique du panneau sandwich.

III 1.3 Détermination des charges :

Poids propre du panneau sandwich 9,65daN/m².

Poids des accessoires estimé à 5 daN/m².

Poids de la panne estimé provisoirement à 12 daN/ml.

D'où :

$$G = (9,65+5) \times e + 12 = (9,65+5) \times 1,5 + 12 = 33,97 \text{ daN/ml.}$$

- **Surcharge d'entretien :**

C'est le poids des personnes et leurs outillages qui sont représentés par deux charges concentrées à $\frac{1}{3}$ et $\frac{2}{3}$ de la portée .

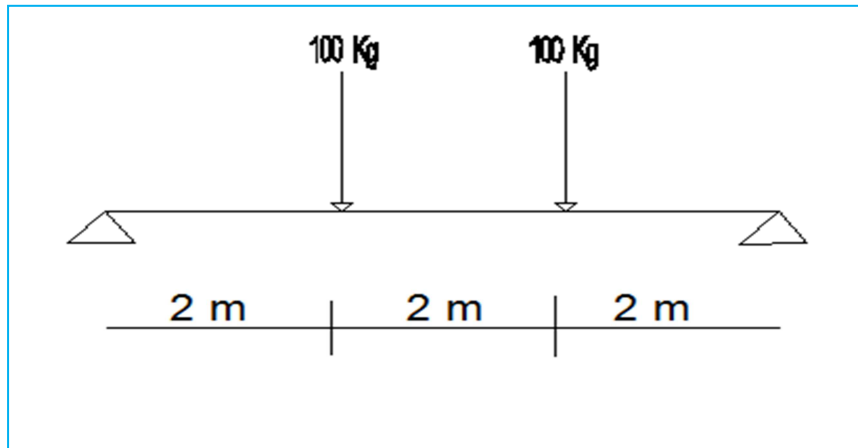


Figure III.4 : Schéma statique sous la charge d'entretien.

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

Pour obtenir la charge uniformément répartie P due à la surcharge d'entretien on utilise l'équivalence des deux moments max dus à P et aux charges ponctuelles P_{eq} .

$$M_{max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6} = 44,44 \text{ Kg/ml}$$

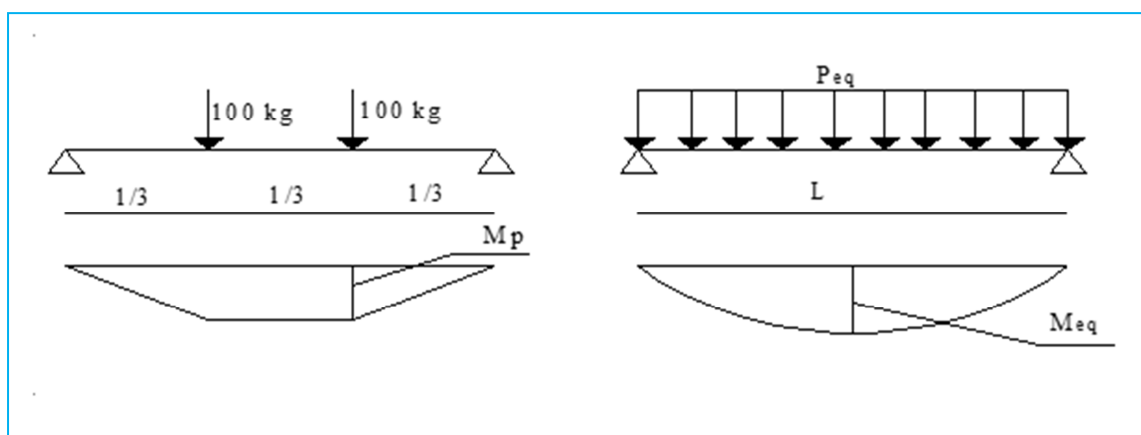


Figure III.5 : Moments dus aux surcharges d'entretien.

c) Surcharges climatique due au vent

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur le lang pan dont $C_{pi} = +0,8$ chargé en zone F $W = -1565.625 \text{ N/m}^2$.

D'où :

$$W = -1.25 \times 1565.625 \times 1,5 = -2935,54 \text{ N/ml}$$

$$W = -293,55 \text{ daN/ml.}$$

d) Surcharge climatique due à la neige :

On a $S = 16.6 \text{ daN/ml}$.

D'où $S = 24,9 \text{ daN/ml}$

$$S = 16,6 \times 1,5 = 24,9 \text{ daN/ml}$$

e) les charges et surcharges appliquées :

- $G = 33,97 \text{ daN/ml}$.
- $W = -293,55 \text{ daN/ml}$.
- $N = 24,9 \text{ daN/ml}$.
- $P = 44,44 \text{ daN/ml}$

III 1.4 Combinaisons d'action :➤ **ELS**

Suivant l'axe zz :

- 1) $G_z + P_z = G \cos 5.71 + P \cos 5.71 = (33,97 + 44,44) \cos 5.71 = 78,02 \text{ daN/ml}$.
- 2) $G_z + N_z = G \cos 5.71 + N \cos 5.71 = (33,97 + 24,9) \cos 5.71 = 58,57 \text{ daN/ml}$.
- 3) $G_z + W = G \cos 5.71 - W = 33,97 \cos 5.71 - 293,55 = -259,74 \text{ daN/ml}$.
- 4) $G_z + 0,9(W + N_z) = (33,97 + (0,9)24,9) \cos 5.71 - 0,9 \times 293,55 = -208,09 \text{ daN/ml}$.

Suivant l'axe yy:

- 1) $G_y + P_y = G \sin 5.71 + P \sin 5.71 = (33,97 + 44,44) \sin 5.71 = 7,80 \text{ daN/ml}$.
- 2) $G_y + N_y = G \sin 5,71 + N \sin 5,71 = (33,97 + 24,9) \sin 5,71 = 5,85 \text{ daN/ml}$.

➤ **ELU**

Suivant l'axe zz:

- 1) $1,35 G_z + 1,5 P_z = 1,35 G \cos 5,71 + 1,5 P \cos 5,71 = (1,35 \times 33,97 + 1,5 \times 44,44) \cos 5,71 = 111,96 \text{ daN/ml}$.
- 2) $1,35 G_z + 1,5 N_z = 1,35 G \cos 5,71 + 1,5 N \cos 5,71 = (1,35 \times 33,97 + 1,5 \times 24,9) \cos 5,71$

$$=82,79 \text{ daN/ml.}$$

$$3) G_z + 1,5W = G \cos 5,71 - 1,5W = 33,97 \cos 5,71 - 1,5 \times 293,55 = -406,52 \text{ daN/ml.}$$

$$4) 1,35G_z + 1,35(W + N_z) = 1,35(33,97 + 24,9) \cos 5,71 - 1,35 \times 293,55 = -317,21 \text{ daN/ml.}$$

Suivant l'axe yy:

$$1) 1,35G_y + 1,5P_y = 1,35G \sin 5,71 + 1,5P \sin 5,71 = (1,35 \times 33,97 + 1,5 \times 44,44) \sin 5,71 = 11,19 \text{ daN/ml.}$$

$$2) 1,35G_y + 1,5N_y = 1,35G \sin 5,71 + 1,5N \sin 5,71 = (1,35 \times 33,97 + 1,5 \times 29,4) \sin 5,71 = 8,95 \text{ daN/ml.}$$

$$3) 1,35G_y = 1,35G \sin 5,71 = 1,35 \times 33,97 \sin 5,71 = 4,56 \text{ daN/ml.}$$

III 1.5 prédimensionnement :

Le prédimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{EI} = \frac{5 \times 2,59 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 693,65 \text{ cm}^4$$

En choisie **IPE160**

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

$$I_z = 68,3 \text{ cm}^4$$

Ces caractéristiques sont :

$$h = 160 \text{ mm.}$$

$$b = 82 \text{ mm.}$$

$$t_w = 5 \text{ mm.}$$

$$I_y = 869 \text{ cm}^4.$$

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

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

$$t_f = 7,4 \text{ mm}$$

$$I_z = 68,3 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Poids propre réel : } G = (9,65 + 5) \times 1,5 + 15,8 = 37,77 \text{ daN/ml.}$$

III 1.6 dimensionnement des pannes :

III 1.6.1 : combinaison de calcul à l'ELU :

Suivant l'axe zz:

$$1) 1,35 G_z + 1,5P_z = 1,35G \cos 5,71 + 1,5P \cos 5,71 = (1,35 \times 37,77 + 1,5 \times 44,44) \cos 5,71 = 117,06 \text{ daN/ml.}$$

$$2) G_z + 1,5W = G \cos 5,71 - 1,5W = 37,77 \cos 5,71 - 1,5 \times 293,55 = -402,74 \text{ daN/ml.}$$

Suivant l'axe yy :

- 1) $1,35G_y + 1,5P_y = 1,35G \sin 5.71 + 1,5P \sin 5.71$
 $= (1,35 \times 37,77 + 1,5 \times 44,44) \sin 5.71 = 11,70 \text{ daN/ml.}$
- 2) $1,35G_y = 1,35G \sin 5.71 = 1,35 \times 37,77 \sin 5.71 = 5,07 \text{ daN/ml.}$

III 1.6.2 Calcul à l'ELU

Détermination des sollicitations:

➤ **Moment :**

➤ **Sous le vent**

$$\text{Axe } z z : M_y = (q_z \times L^2) / 8 = (4,02 \times 6^2) / 8 = 18,09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe } y y : M_z = (q_y \times L^2) / 8 = (0,05 \times 6^2) / 8 = 0,225 \text{ kN.m}$$

➤ **Sous la charge d'exploitation**

$$\text{Axe } z z : M_y = (q_z \times L^2) / 8 = (1,17 \times 6^2) / 8 = 5,26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe } y y : M_z = (q_y \times L^2) / 8 = (0,117 \times 6^2) / 8 = 0,52 \text{ kN.m}$$

➤ **Efforts tranchants**

➤ **Effort tranchant dû au vent :** $V_z = (q \times L) / 2 = 4,02 \times 6 / 2 = 12,06 \text{ KN}$

➤ **Effort tranchant dû au poids propre :** $V_z = (q \times L) / 2 = 0,37 \times 6 / 2 = 1,11 \text{ KN.}$

➤ **Effort tranchant dû à la charge d'exploitation :** $V_z = 100 \cos 5.71 = 0.995 \text{ KN.}$

Combinaison :

$$V_z = V_G + 1,5V_w = 1,11 - 1,5 \times 12,06 = -16,98 \text{ KN.}$$

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_Q = 1,35 \times 1,11 + 1,5 \times 0.995 = 2,99 \text{ KN.}$$

III 1.6.3 vérification de la résistance des pannes :

a) Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier si $V < V_{pl}$.

$$V_{pl} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}}$$

Avec :

V_{pl} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

IPE160 \longrightarrow $A_v = 9,7 \text{ cm}^2$.

D'où :

$$V_{pl} = \frac{9,7 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 119,64 \text{ KN} \quad V_{pl} = 119,64 \text{ KN}$$

Sous le vent : $V=16,98 \text{ KN} < 119.64\text{KN}$. (Vérifié)

Sous la surcharge : $V=2,99 < 119.64\text{KN}$. (Vérifié)

b) Vérification au déversement :

$$M_{sd} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1 \rightarrow$ classe 1

χ_{LT} : est le coefficient de réduction de fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_k} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de diversement

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_x}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \times GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{1/2} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

[EC3Art F.1.2 (1)]

Où :

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendants des conditions de charge et d'appuis.

$C_1 = 1,132$ $C_2 = 0,459$ $C_3 = 0,525$

K et k_w : facteurs de longueur effective.

$K = k_w = 1$ (extrémités libres) section doublement symétrique $z_j = 0$

$Z_g = Z_a - Z_s$

Z_a : cordonnée du point d'application de la charge.

Cas du vent de soulèvement : $Z_a = -8\text{cm}$.(semelle supérieure tendue).

Cas de la surcharge : $Z_a = + 8 \text{ cm}$.(semelle inférieure comprimée).

Z_s : cordonnée du centre de cisaillement $Z_s = 0$.

I_t : moment d'inertie à la torsion $I_t = 3,6\text{cm}^4$.

I_z : $68,3\text{cm}^4$.

$$\frac{I_w}{I_z} = \left(\frac{h-tf}{2} \right)^2 = \left(\frac{140-6,9}{2} \right)^2 = 58,21 \text{ cm}^2$$

L : longueur entre points latéralement maintenus $L = L_0 = 6\text{m}$.

➤ Sous le vent :

$$M_{cr} = \frac{1.132\pi^2 2,1 \times 68,3}{(6)^2} \left\{ \left[1 \times 0,058 + \frac{(6)^2 \times 0,37 \times 3,6}{\pi^2 \times 68,3} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{1/2} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 14,45 \text{ KN.M}$$

➤ Sous la surcharge :

$$M_{cr} = \frac{1.132\pi^2 2,1 \times 68,3}{(6)^2} \left\{ \left[1 \times 0,058 + \frac{(6)^2 \times 0,44 \times 3,6}{\pi^2 \times 68,3} + (0,459 \times (+0,08) - 0)^2 \right]^{1/2} - (0,459 \times (+0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 18,27 \text{ KN.M}$$

- Calcul de l'élanement réduit :

➤ Cas de vent de soulèvement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 29,11}{14,45}} = 1,42 \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1,42 > 0,4 \text{ La vérification au déversement est nécessaire.}$$

➤ Cas de la surcharge :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 29,11}{18,27}} = 1,26 \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1,26 > 0,4$$

La vérification au déversement est nécessaire.

Donc il ya eu lieu de tenir compte de risque de déversement dans les deux cas de charges.

❖ Calcul de moment résistant M_{RY} :

➤ Cas du vent :

$$M_{RY} = X_{LT} * \beta_w * (M_{ply} / \gamma m_1)$$

Avec X_{LT} : coefficient de réduction qui tient compte de déversement :

$$\Phi=1,60$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,60 + [1,60^2 - 1,42^2]^{0,5}} = 0,42$$

$$M_{RY} = 0,42 \frac{29,11}{1,1} = 11,11 \text{ KN.m}$$

➤ Cas de la surcharge :

$$\Phi=1,89$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,89 + [1,89^2 - 1,58^2]^{0,5}} = 0,34$$

$$M_{RY} = 0,34 \frac{29,11}{1,1} = 9 \text{ KN.m}$$

Et finalement on aura :

Sous le vent de soulèvement : $M_{SY} = 18,09 \text{ KN.m} > M_{RY} = 11,11 \text{ KN.m}$ non vérifiée.

Sous la surcharge : $M_{SY} = 5,26 \text{ KN.m} < M_{RY} = 9 \text{ KN.m}$ vérifiée.

Le deversement n'est pas vérifié donc on adopte des liernes à mi-travée .

- **Sous le vent**

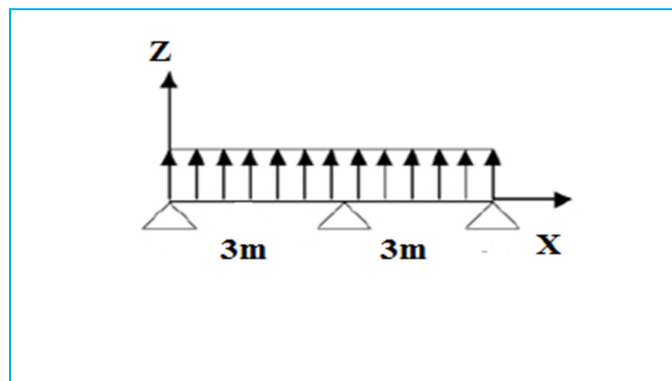


Figure III.6 : Schéma statique de la panne sous le vent.

$$M = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_y = \frac{4,02 \times 36}{8} = 18,09 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{0,05 \times 9}{8} = 0,056 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous la charge d'exploitation**

$$M_y = \frac{1,17 \times 36}{8} = 5,26 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{0,11 \times 9}{8} = 0,123 \text{ KN.m}$$

Vérification au déversement :

➤ **sous le vent**

$$M_{cr} = 35,43 \text{ KN.m.}$$

$$\lambda^{LT} = 0,95$$

$$X_{LT} = 0,74$$

$$M_{ry} = 21,34 \text{ KN.m} > 18,09 \text{ KN.m} \text{ (vérifiée).}$$

➤ **Sous la charge d'exploitation:**

$$M_{cr} = 22,9 \text{ KN.m.}$$

$$\lambda^{LT} = 1,13$$

$$X_{LT} = 0,58$$

$$M_{ry} = 21,54 \text{ KN.m} > 5,26 \text{ KN.m} \text{ (vérifiée).}$$

c) Vérification de la condition de résistance :

$$\left(\frac{M_y}{M_{PLy}} \right)^\beta + \left(\frac{M_z}{M_{PLz}} \right)^\alpha < 1 \text{ Avec } \alpha=1 \quad \beta=2$$

$$M_{PLy} = \frac{W_{PLy} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124000 \times 235}{1} = 24,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLz} = \frac{W_{PLz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{26100 \times 235}{1} = 6,13 \text{ KN.m}$$

➤ **Cas du vent :**

$$\left(\frac{18,09}{24,11} \right)^2 + \left(\frac{0,056}{6,13} \right)^1 = 0,57 < 1 \text{ c'est vérifier}$$

➤ **Cas de la surcharge :**

$$\left(\frac{5,26}{24,11} \right)^2 + \left(\frac{0,123}{6,13} \right)^1 = 0,067 < 1 \text{ c'est vérifier}$$

D'où la résistance est vérifiée.

III 1.6.4 vérification à L'ELS :

a) **Les combinaisons de calcul :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{q_{ser}} = \mathbf{Gz} + \mathbf{w.} \end{array} \right. \longrightarrow q_z = 0,37 \cos 5.71 - 2,93 = -2.56 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser} = G_y \longrightarrow q_y = 0,37 \sin 5,14 = 0,033 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + Q_z \longrightarrow q_z = (0,37+0,44) \cos 5,71 = 0,80 \text{ KN/ml.} \\ q_{ser} = G_y + Q_y \longrightarrow q_y = (0,37+0,44) \sin 5,71 = 0,08 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

Suivant l'axe z-z :

$$f_z = \frac{5 \times 0,256 \times 600^4}{384 \times 210000 \times 869} = 2,36 \leq \frac{l}{200} = 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

Suivant l'axe y-y :

$$f_y = \frac{2,05 \times 0,003 \times 300^4}{384 \times 210000 \times 68,3} = 0,009 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée d'où on adopte un **IPE160** pour toutes les pannes.

III 2 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.

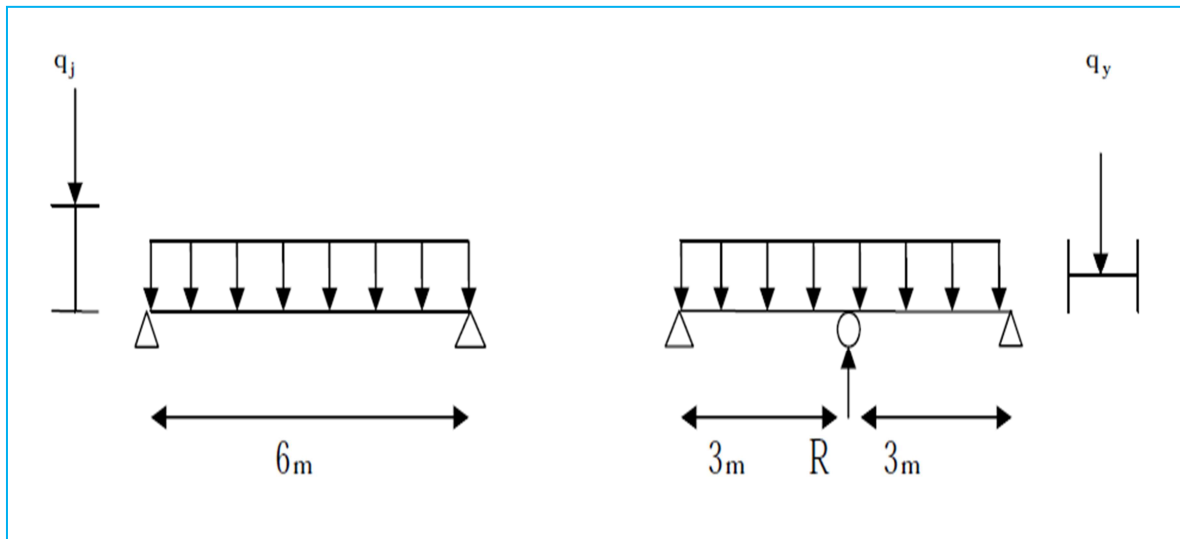


Figure III.7: schémas statiques de la panne avec lierne.

Dans notre projet on a un hangar avec deux versants avec une pente de $5,71^{\circ}$. La longueur de chaque versant est 12,05 m.

On a pour chaque versant 8 espacements de 1,5 m.

III 2.1 Effort de traction

$$T_i = T_{tsdi} = (2n - 1) \frac{R}{2} \quad n \text{ est le nombre de lierne}$$

$$N_{t,max} = \max(T_7; T_b)$$

T_b : effort de traction de brettèle.

$$T_7 = T_{tsdi} = (2 \times 7 - 1) \frac{R}{2} = 13 \frac{R}{2}$$

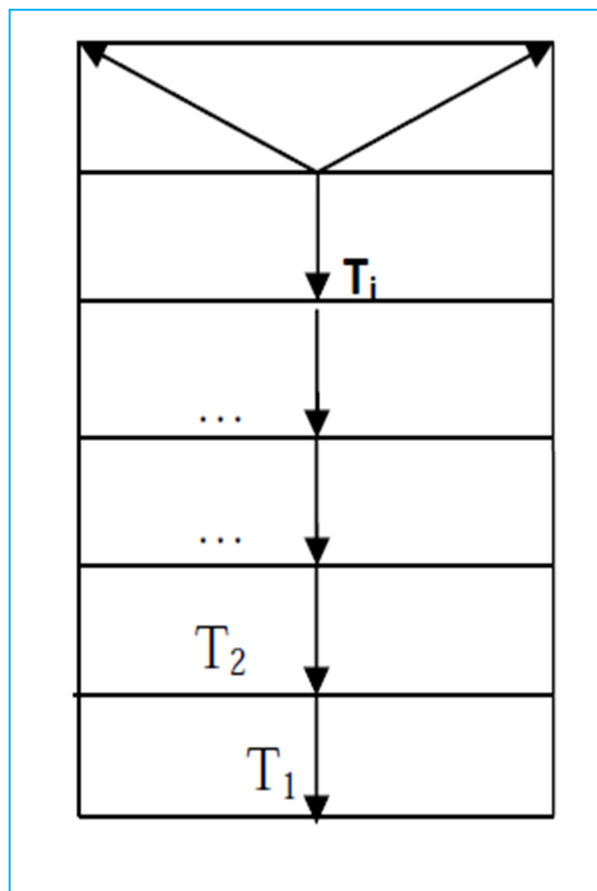


Figure III.8 : représentation des efforts de traction dans les liernes.

$$R = 1,25 \times q \times \frac{L}{2}$$

$$R = 1,25 \times 0,11 \times \frac{6}{2} = 0,412 \text{ KN}$$

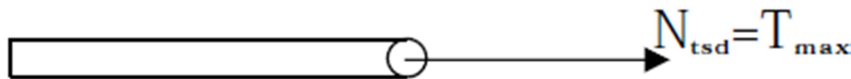
$$T_7 = 13 \times \frac{0,412}{2} = 2,678 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_8}{2}$$

$$T_8 = (2 \times 8 - 1) \frac{2,678}{2} = 20,02 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{20,02}{2 \times \cos(56,18)} = 11,18 \text{ KN}$$

$$T_{max} = \max(T_7 = 2,678 \text{ KN}; T_b = 11,18 \text{ KN}) = 11,18 \text{ KN}$$



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.

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

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

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m_0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 11,18 \times 1}{\pi \times 0,235}}$$

$$\varphi \geq 7,78 \text{ mm}$$

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

III.3 Calcul de l'échantignole :

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

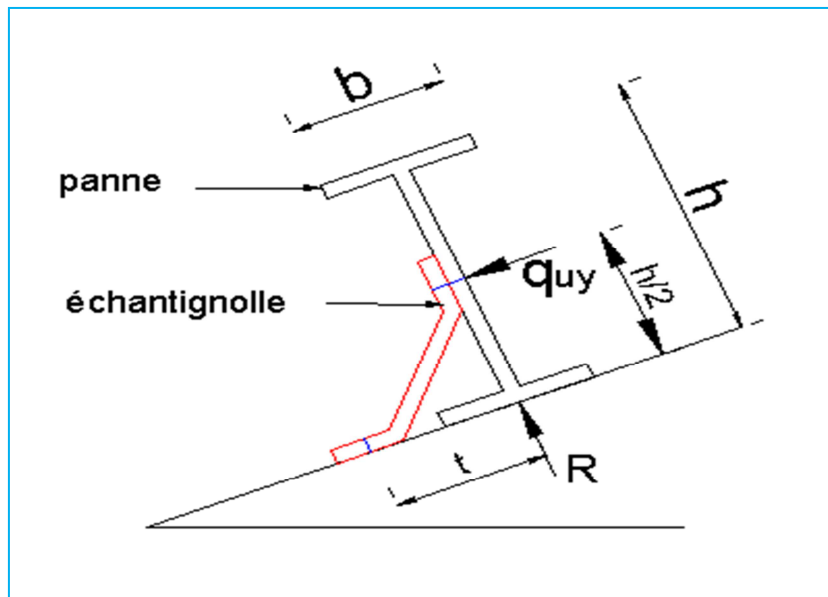


Figure III.9 :schéma statique de l'échantignolle.

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

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

Pour un IPE160 : $b=16\text{cm}$ $h=16\text{cm}$

$8,2 \text{ cm} \leq t \leq 12,3 \text{ cm}$, on adopte $t = 10 \text{ cm}$.

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement du au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement.

Ou :

$$M_r = R_1(z).t + R_2(y).h/2$$

III.3.1 Charges et surcharges appliquées :

- Charges permanentes : $G = 37,77 \text{ daN/ml}$.
- Charges de vent de soulèvement : $W = -293,55 \text{ daN/ml}$.
- Surcharges d'exploitation : $P = 44,44 \text{ daN/ml}$.

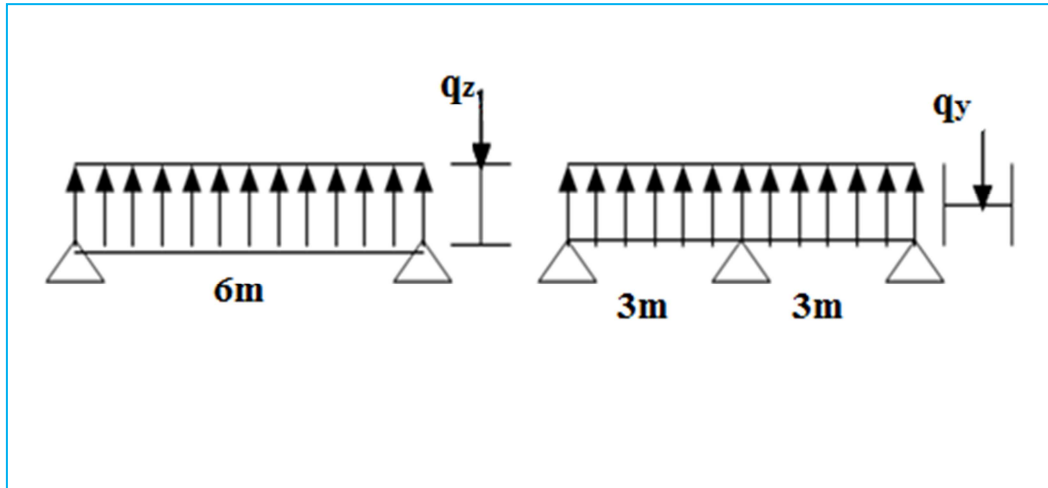


Figure III .10 : Schéma statique des charges appliquées sur la panne .

III.3.2 détermination des sollicitations :

➤ **Sous la combinaison 1,35G + 1,5P**

$$q_z = [1,35(37,77)+1,5(44,44)]\cos 5,71 = 117,06 \text{ daN/ml.}$$

$$q_y = [1,35(37,77)+1,5(44,44)]\sin 5,71 = 11,70 \text{ daN/ml.}$$

Donc on aura :

$$R_z = (117,06 \times 6)/2 = 351,18 \text{ daN}$$

$$R_y = (11,7 \times 3)/2 = 17,55 \text{ daN}$$

Et le moment de renversement est :

$$M_r(1) = 10 \times 351,18 + 17,55 \times 8 = 3652,2 \text{ daN.cm.}$$

➤ **Sous la combinaison G + 1,5W**

$$q_z = 37,77 \cdot \cos 5,71 - 1,5 \cdot 293,55 = -402,74 \text{ daN/ml.}$$

$$q_y = 37,77 \cdot \sin 5,71 = 3,75 \text{ daN/ml}$$

Donc on aura :

$$R_z = (402,74 \times 6)/2 = 1208,22 \text{ daN}$$

$$R_y = (3,75 \times 3)/2 = 5,56 \text{ daN}$$

Et le moment de renversement est :

$$M_r(2) = 10 \times 1208,22 + 5,56 \times 8 = 12126,68 \text{ daN.cm.}$$

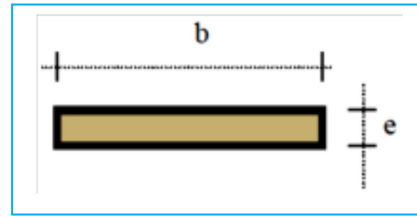
$$M_r = \text{Max} (M_r(1) , M_r(2)) = 12126,68 \text{ daN.cm.}$$

III.3.3 Condition de resistance :

$$\delta \leq \frac{Mr}{Wel} \Rightarrow Wel \geq \frac{Mr}{\delta} \Rightarrow Wel \geq \frac{12126,68}{2350} = 5,16 \text{ cm}^3$$

$$Wel = \frac{b \times e^2}{6} \quad (\text{Section rectangulaire})$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times 5,16}{10}} \geq 1,76 \text{ cm}$$



On adopte un échontignole d'épaisseur **2cm**.

Figure III.11 dimensions de l'échantignole.

III.4. Etude du bardage :

On estime notre dimensionnement à l'ELS avec une charge défavorable de **W=1059,75 N/m²**

On choisit un panneau sandwich de **30mm** d'épaisseur d'un poids de **9,65Kg/m²** et d'entraxe de **1,5m** entre les lisses.

III.5 Calcul des lisses de bardage :

Les lisses sont constituées des poutrelles (IPE ; UAP) ou des profilés minces formés à froid, Disposés horizontalement, elles sont posées sur les poteaux ou éventuellement des potelets Intermédiaires. Elle sont sollicité a la flexion déviée

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

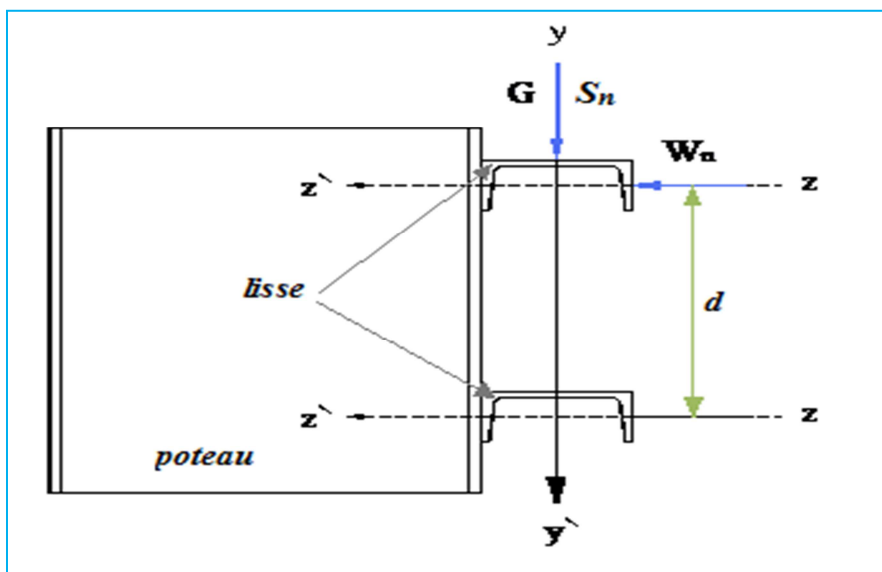


Figure III.12 : disposition de la lisse sur le poteau

III.5.1 Détermination des charges et surcharges

a) Les charges permanentes

- ✓ Poids propre de bardage9,65 kg /m² [panneaux sandwichs]
- ✓ Poids propre d'accessoires d'attache.....5 kg / m² [DTR]
- ✓ Poids propre de la lisse.....12 kg / m

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoire}) \times e] + P_{lisse}$$

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

$$G = [(9,65 + 5) \times 1,5] + 12 = 33,975 \text{ daN/ml}$$

$$G = 0,339 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge climatique dû au vent

La valeur de la pression du vent la plus défavorable sur les parois verticales est :

$$1059,75 \text{ N/m}^2$$

$$W = 1059,75 \times 1,5 = 1589,625 \text{ N/m}^2 \quad W = 1,589 \text{ KN/ml}$$

c) Combinaisons d'actions:

❖ ELU

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,339 = 0,457 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = 1,5 \times V = 1,5 \times (-1,58) = -2,37 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS

$$q_y = G = 0,339 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = w = -2,37 \text{ KN/ml}$$

III.5.2 Pré dimensionnement des lisses:

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{Wl^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z:

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{w \cdot l^4}{E} = \frac{5 \times 2,37 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 637,5 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés UAP on adopte un UAP150 avec $I_y = 796,06 \text{ cm}^4$ et le poids propre est de $17,93 \text{ daN/ml}$.

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm ²)
UAP 150	150	65	109	7	10.3	10.3	22.84
	I_y (cm ⁴)	W_{ely} (cm ³)	W_{ply} (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_{elz} (cm ³)	W_{plz} (cm ³)	I_t (cm ⁴)
	796.06	106.14	125,27	93.25	20.97	38.91	6.51

Tableau III.1: Caractéristiques du profilé UAP 150.

Le poids propre réel G :

$$G = [(9,65 + 5) \times 1,5] + 17,93 = 39,90 \text{ daN/ml}$$

$$G = 0,399 \text{ KN/ml}$$

III.5.3 Dimensionnement des lisses :

- **Les combinaisons de calcul**

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,399 = 0,538 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = 1,5 \times W = 1,5 \times (-2,37) = -3,57 \text{ KN/ml}$$

- **Determination des sollicitations**

- ❖ **Moments**

Sous le vent:

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{3,57 \times 6^2}{8} = 15,99 \text{ KN.ml}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = 0 \text{ KN.ml}$$

Sous le poids propre:

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = 0 \text{ KN.ml}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,538 \times 6^2}{8} = 2,42 \text{ KN.ml}$$

III.5.4 Vérification de la résistance des lisses

a) Condition de résistance

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1$$

[EC03Art 5.4.8.1(11)]

Avec:

$$\alpha = 2 \quad \beta = 1$$

- Sous le vent

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta = \left(\frac{15,99}{26,76}\right)^2 + \left(\frac{0}{8,31}\right)^1 = 0,35 \leq 1$$

Vérifiée

- Sous la charge vertical

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta = \left(\frac{0}{26,76}\right)^2 + \left(\frac{2,42}{8,31}\right)^1 = 0,29 \leq 1$$

Vérifiée

- Sous charge verticale et vent :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta = \left(\frac{15,99}{26,76}\right)^2 + \left(\frac{2,42}{8,31}\right)^1 = 0,64 \leq 1$$

Vérifiée

b) Verification à L'ELS

- Combinaisons de calcul

$$q_y = G = 0,399 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = w = -2,37 \text{ KN/ml}$$

- Calcul de la fleche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z:

$$f_z = \frac{5 \times 2,37 \times 6^4}{384 \times 796,06 \times 2,1} = 2,39 \text{ cm} < \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

vérifiée

Suivant l'axe Y-Y:

$$f_y = \frac{2,05 \times 0,399 \times 3^4}{384 \times 93,25 \times 2,1} = 0,08 \text{ cm} < \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

vérifiée

c) Vérification de déversement:

La vérification à faire est : $M_{sd} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_1}}$ [EC3Art 5.5.2(1)]

$\beta_w = 1 \rightarrow$ classe 1

χ_{LT} : est le coefficient de réduction de fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_k} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de diversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_x}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \times GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{1/2} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459 \quad C_3 = 0,525$;

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec :

$K = 1$ appui simple

$K_w = 1$

$L = 600$ cm

$Z = Z_a - Z_s$

$Z_a = -7,5$ cm Sous le vent.

$$\left\{ M_{cr} = \frac{1,132 \pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 93,25}{(600)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{2990}{93,25} + \frac{(600)^2 \times 0,4 \times 6,51}{\pi^2 93,25} + (0,459 \times 7,5)^2 \right]^{1/2} - (0,459 \times -7,5) \right\} \right.$$

$M_{cr} = 21,88$ KN.m

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{26,76}{21,88}} = 1,05 \quad \bar{\lambda}_{LT} = 1,10 > 0,4 \rightarrow$ Donc y'a le risque du diversement.

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} à partir du tableau [5.5.2 de L'EC03] :

$$\chi_{LT} = 0,61$$

$$M_{sd} = 8,937 \text{ KN.m}$$

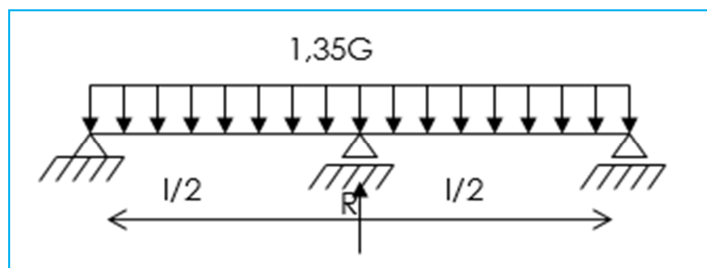
$$M_{ry} = 0,61 \frac{125,27 \times 10^{-3}}{1,1} \times 235 = 16,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 15,99 \text{ KN.m} < M_{ry} = 16,32 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : on adopte des profilés **UAP150** pour les lisses de bardage.

III.6 Calcule des liernes :

III.6.1 Calcule de l'effort maximal revenant au lierne :



$$R = 1,25 \times 1,35G \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 1,35 \times 0,399 \times 3 = 2,01 \text{ KN.}$$

III.6.2 Détermination de l'effort de traction :

– Effort dans L_1 :

$$T_1 = \frac{R}{2} = 1,005 \text{ KN}$$

– Effort dans L_2 :

$$T_2 = R + T_1 = 3,015 \text{ KN}$$

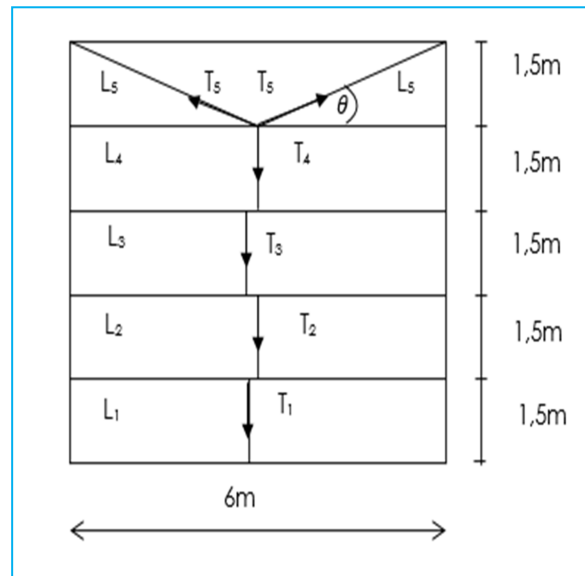
– Effort dans L_3 :

$$T_3 = R + T_2 = 5,025 \text{ KN}$$

– Effort dans L_4 :

$$T_4 = R + T_3 = 7,035 \text{ KN}$$

– Effort dans L_5 :



$$2T_5 \times \sin \vartheta = T_4 \Rightarrow T_5 = \frac{T_4}{2 \times \sin \vartheta}$$

$$\text{Avec } \vartheta = \arctg \frac{1,5}{3} = 26,56^\circ$$

$$T_5 = \frac{7,035}{2 \times \sin \vartheta} = 7,86 \text{ KN}$$

III.6.3 Dimensionnement des liernes:

Le tronçon le plus sollicité est L₅

$$N = 7,86 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} N \leq N_{pl} \\ N_{pl} = \frac{A \times F_y}{\gamma M_0} \end{array} \right\} \Rightarrow A \geq \frac{N \times \gamma M_0}{F_y}$$

$$A = \frac{\tau \times \phi^2}{4}$$

$$A \geq \frac{786 \times 1,1}{2350} = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,60}{\tau}} = 0,87 \text{ cm}$$

$$\phi \geq 0,87 \text{ cm}$$

On prend une barre de diamètre $\phi 10$

III.7 Calcul des potelets

III.7.1 Introduction

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de là Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

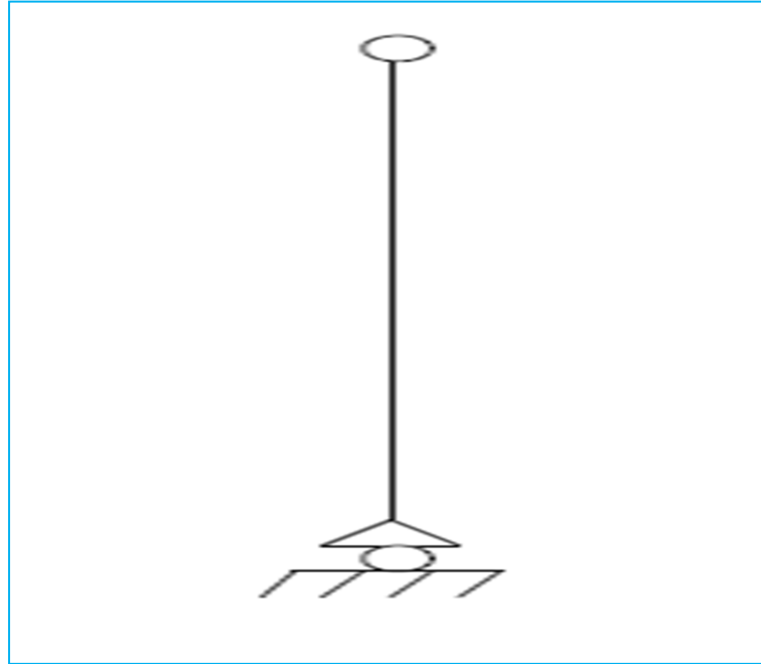


Figure III.13: Schéma statique du potelet.

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

a) charges permanentes G :(verticale concentrée)

- ✓ Bardage (panneau sandwich).....9,65 Kg/ml
- ✓ Poids propre de la lisse (UAP150).....17,93 Kg/ml
- ✓ Accessoires de pose.....5 Kg/ml

La longueur de la lisse et de : $L = 6m$, et le nombre des lisses supporter par le potelet est :

$N = 6$ lisses

La surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : $S = 6 \times 9,5 = 57 m^2$

L'entraxe des potelets $e = 6 m$

$G = (17,93 \times 6 \times 6) + (9,65 + 5) \times 57 = 1480,53 daN$

b) Surcharge climatique W

Vent.....105,975 Kg/m²

$W = 105,975 \times 6 \times 1,25 = 794,81 daN/ml$

III.7.3 Dimensionnement du potelet

- ✓ Sous la condition de flèche :

$$W = 794,81 \text{ daN/ml}$$

$$q_{z.sd} = 1,5W = 953,77 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{wl^4}{EI} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 7,94 \times 10^{-2} \times 950^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 4,75} = 8441,91 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 330**

$$I_y = 11770 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 788 \text{ cm}^4$$

$$A = 62,6 \text{ cm}^2$$

$$H = 330 \text{ cm}$$

$$G = 49,1/\text{ml}$$

III.7.3.1 Vérification de la section à la résistance

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

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

On suppose que la section est une section de classe 1 ou 2.

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m_1}}$$

$$M_{c.Rd} = 804 \times \frac{2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 17176,36 \text{ daN.m}$$

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

$$M_{y.sd} = \frac{953,77 \times 9,5^2}{8} = 10759,71 \text{ daN.m}$$

$$M_{c.Rd} = 17176,36 \text{ daN.m} > M_{y.sd} = 10759,71 \text{ daN.m} \quad \text{vérifiée}$$

- **Incidence de l'effort normal**

Si $N_{sd} \leq \min\left(0,25N_{pl.Rd}; 0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}\right)$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant

et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 1480,53 = 1998,71 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{62,6 \times 2350}{1,1} = 133736,36 \text{ daN}$$

$$0,25N_{pl.Rd} = 0,25 \times 133736,36 = 33434,09 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 62,6 - 2 \times 1,6 \times 1,15 = 58,92 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} = 0,5 \frac{58,92 \times 2350}{1,1} = 62937,27 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1998,71 \text{ daN} \leq \min(62937,27 \text{ daN}; 33434,09 \text{ daN}) = 33434,09 \text{ daN}$$

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

III.7.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités:

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

✓ Flexion composée avec risque de flambement

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

✓ Flexion composée avec risque de déversement

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

Calcul du coefficient de réduction minimal 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) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

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

$$\lambda_y = \frac{950}{13,7} = 69,34$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{69,34}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,738$$

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{260} = 2,06 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement (b), avec $\alpha = 0,34$

$$\chi_y = 0,8477$$

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

$$\lambda_z = \frac{150}{3,55} = 42,25$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{42,25}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,450$$

Axe de flambement $\mathbf{z-z}$ → courbe de flambement (c), avec $\alpha = 0,49$

$$\chi_z = 0,7837$$

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

$$\chi_{min} = \min(0,7837; 0,8477) = 0,7837$$

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

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

$$\lambda_{LT} = 21,40$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = 0,22$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,22 < 0,4 \rightarrow Y'$ a pas le risque de déversement.

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34(0,22 - 0,2) + 0,22^2] = 0,527$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} = 0,878$$

$$\chi_{LT} = 0,878 < 1$$

✓ Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0,738(2 \times 1,3 - 4) + \frac{804 - 713}{713} = -0,905$$

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

$$k_y = 1 - \frac{-0,905 \times 1998,7}{0,8477 \times 62,6 \times 2350} = 1,014 \text{ avec } k_y \leq 1,5$$

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

$$\mu_{LT} = (0,15 \times 0,450 \times 1,3) - 0,15 = -0,06 < 0,9$$

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

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,06 \times 1998,7}{0,7837 \times 62,6 \times 2350} = 1,001$$

$$N_{sd} = 1998,7 \text{ daN}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,5wL^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,5 \times 794 \times 6^2}{8} = 5359,5 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{62,6 \times 2350}{1,1} = 133736, \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$M_{ply.Rd} = 804 \times \frac{2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 17176,36 \text{ daN.m}$$

✓ Verification au flambement :

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

$$\frac{1998,7}{0,8477 \times 133736,36} + \frac{1,014 \times 5359,5}{17176,36} = 0,334 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

✓ Flexion composée avec risque de déversement :

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

$$\frac{1998,7}{0,7837 \times 133736,36} + \frac{1,001 \times 5359,5}{0,878 \times 17176,36} = 0,374 < 1 \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte un **IPE330** pour les potelets.

III.8 Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent. Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

- ✓ Les pannes : **IPE 160.**
- ✓ Les lisses de bardage : **UAP 150.**
- ✓ Les potelets : **IPE 330.**

VI Escalier

IV.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), et il est constitué généralement de :

- **Palier :**

Est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

- **Volée :**

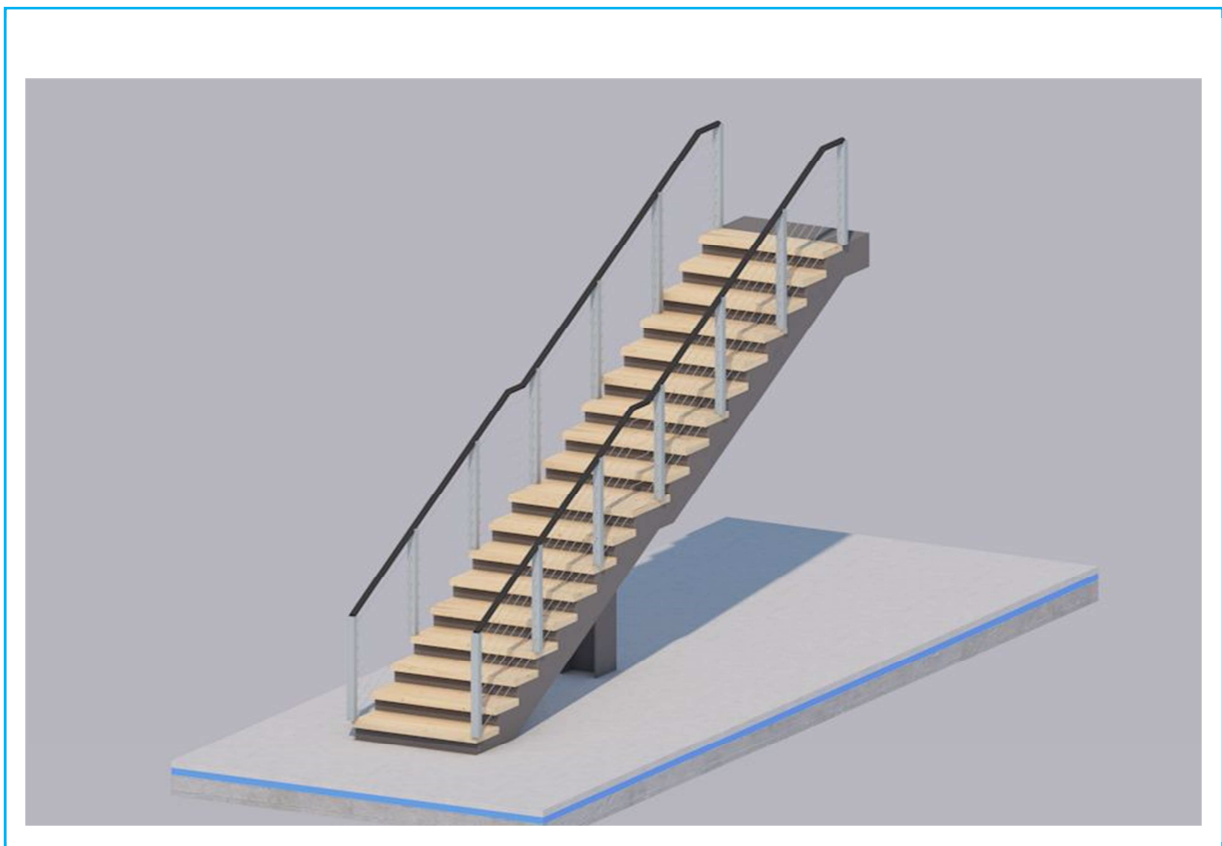
Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

- **Limon :**

Est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer à U sur l'âme verticale.

- **Garde-corps :**

Il est utilisé pour assurer la sécurité



FigureIV.1 : Présentation en 3D de l'escalier

Le choix de dimension ce fait selon la formule de RONDELET

- $h=17\text{cm}$: hauteur de marche.
- $g=27\text{cm}$: largeur de marche.
- $a=1,0\text{m}$: longueur de marche.
- $H=3,00\text{m}$: hauteur de l'étage.

$$N = \frac{H}{h} = \frac{300}{17} = 18 \text{ marches}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{27} = 0,56 \rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

IV.2 La vérification selon Blondel :

Il faut vérifier que :

$$600 \leq g + 2.h \leq 640$$

$\rightarrow 600 < 270 + 2.170 = 610 < 640$ la condition est vérifiée.

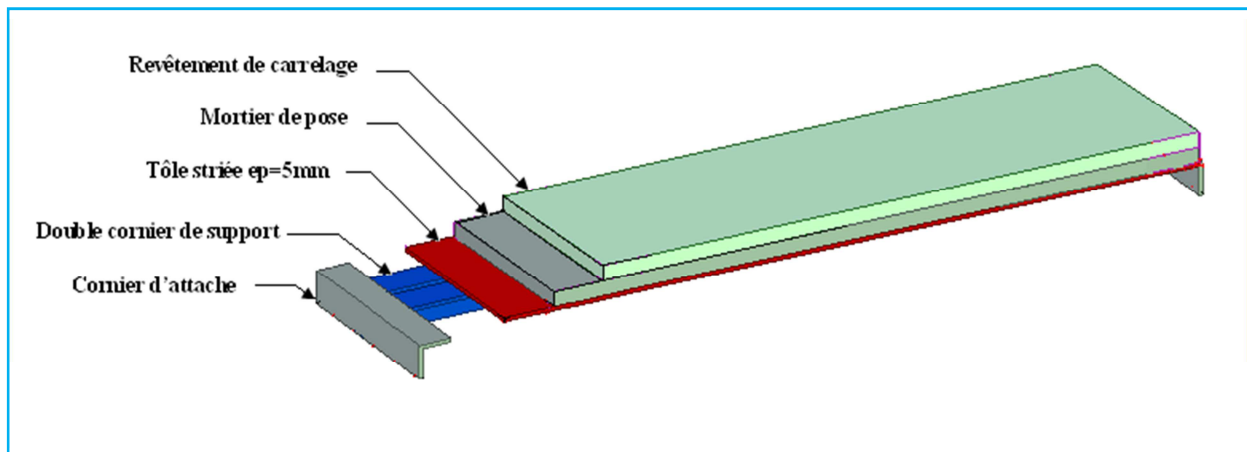
IV.3 Dimensionnement de cornière de support (Cornière de marche)

Évaluations des charges:

Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section de profilé :

IV.3.1 Détermination de la section de la cornière :

a) Les charges permanentes : (sauf $P_{\text{profilé}}$)



FigureIV.2 : Les constituants de marche

Tôle striée ep=5mm $\rightarrow G_1=45\text{daN/m}^2$

Mortier de pose $\rightarrow G_2=40\text{daN/m}^2$

Revêtement de carrelage $\rightarrow G_3=40\text{daN/m}^2$

$G = (G_1 + G_2 + G_3).g = (45 + 40 + 40).0,27 = 33,75\text{daN/m} \rightarrow \mathbf{G=33,75\text{daN/m}}$

b) Les charges d'exploitation :

$$P=250\text{daN/m}^2$$

$$Q=P.g=250.0,27=67,5\text{daN/m} \quad \rightarrow Q=67,5\text{daN/m}$$

c) Combinaison des charges :

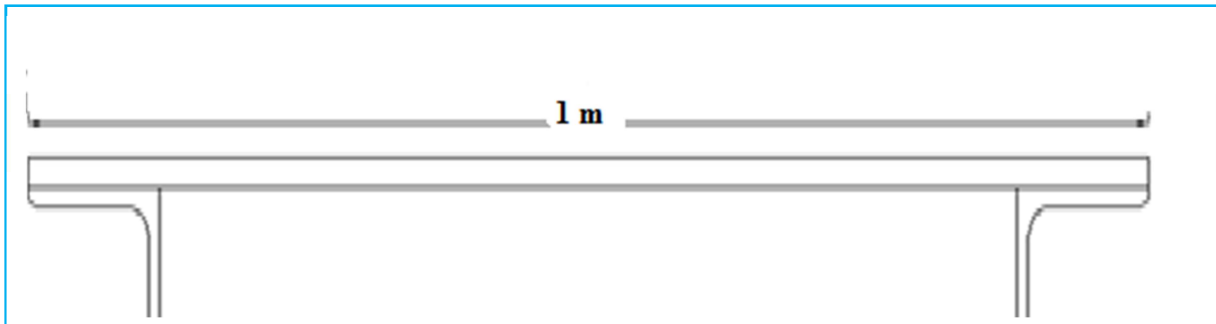
$$q_s = G + Q = 33,75 + 67,5 = 101,25 \text{ daN / m}$$

On a une poutre posé sur deux appuis simple et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f_z = \frac{5q_s.l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} \quad \text{donc}$$

$$I_y \geq \frac{5.300.q_s.l^3}{384.E} = \frac{5.300.101,25.10^{-4}.100^3}{384.2,1.10^4} = 1,88 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow I_y \geq 1,88 \text{ cm}^4$$

Donc on adoptera une cornière a ailes égales $30 \times 30 \times 5$



$$\begin{cases} I_y = 8.327 \text{ cm}^4 \\ v' = 2.95 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{AUTOCADE})$$

$$W_{ely} = \frac{I_y}{v'} = \frac{8.327}{2.95} = 2.82 \text{ cm}^3$$

IV.3.2 Évaluations des charges:**a) Les charges permanentes :**

- Tôle striée $e_p=5\text{mm}$ $\rightarrow G1=45\text{daN/m}^2$
- Mortier de pose $\rightarrow G2=40\text{daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage $\rightarrow G3=40\text{daN/m}^2$

- 2 Cornier 30×30×5 → G4=4,36daN/m²

$$G=(G1+G2+G3).g+G4=(45+40+40).0,27+4,36=34.36\text{daN/m}$$

$$G=34.36\text{daN/m}$$

b) Les charges d'exploitation :

$$P=250\text{daN/m}^2$$

$$Q=P.g=250.0,27=67.5\text{daN/m} \quad \rightarrow Q=67.5\text{daN/m}$$

c) Combinaison des charges:

❖ **À L'ELU:**

$$q_u = \Sigma \gamma G.G + \gamma Q.Q = 1,35.34,36 + 1,5.67,5 = 147,636\text{daN/m}$$

❖ **À L'ELS:**

$$q_s = G + Q = 34,97 + 67,5 = 101,86\text{daN/m}$$

IV.3.3 Vérification de la flèche:(ELS)

$$f_z = \frac{5q_s.l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{100}{300} = 0,33\text{cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 96,47 \times 10^{-4} \times 100^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 5,346} = 0,075\text{cm} \leq f_{adm} = 0,33\text{cm}$$

→ donc la flèche est vérifiée

➤ **IV.3.4 Vérification à la résistance: (ELU)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{y.sd} \leq M_{el.yrd}$$

$$\text{Avec : } M_{y.sd} = \frac{q_u.l^2}{8} = \frac{147,63.1^2}{8} = 18,45\text{daN.m}$$

$$\text{Et : } M_{el.yrd} = \frac{W_{ely}.f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2,82.23,5}{1} = 66,27\text{daN.m} \quad \text{avec : } \gamma_{m0} = 1$$

$$\text{Donc : } M_{y.sd} = 18,45\text{daN.m} < M_{el.yRd} = 66,27\text{daN.m}$$

→ Donc la condition de la résistance est vérifiée

IV.4 Dimensionnement de limon :

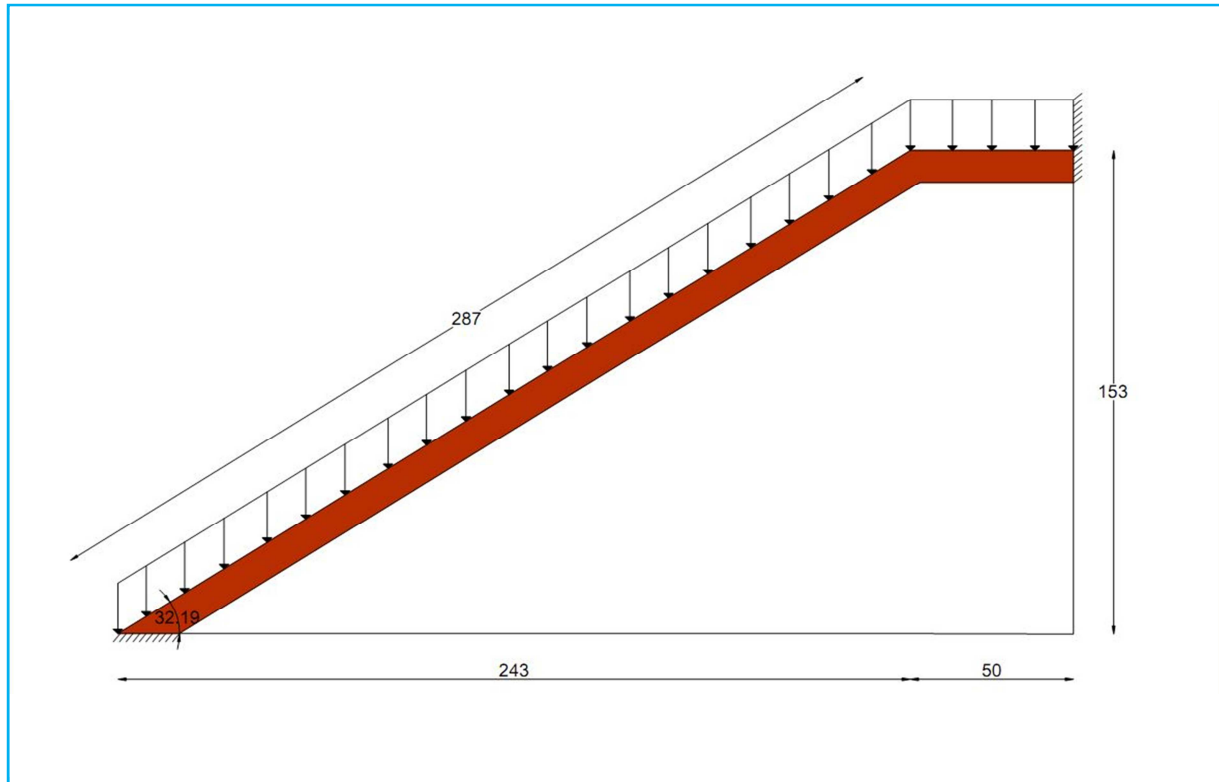


Figure IV.4 : La distribution des charges sur un limon

➤ Remarque importante :

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

Dans le triangle ABC :

$$\cos \alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h} \Rightarrow x = h \cdot \cos \alpha = 17 \cdot \cos 32.19^\circ = 14.38 \text{ cm}$$

→ donc on adopte au minimum un UPN160 de h=16cm

IV.4.1 Évaluation des charges

➤ Sur la volée

a) Les charges permanentes

- Tôle striée $e_p=5\text{mm}$ → $G_1=45\text{daN/m}^2$
- Mortier de pose → $G_2=40\text{daN/m}^2$

- Revêtement de carrelage $\rightarrow G_3=40\text{daN/m}^2$
- 2 Corniers aile égale $30\times 30\times 3 \rightarrow G_4=4,36\text{daN/m}$
- Cornier de support $\gamma 40\times 40\times 5 \rightarrow G_5=2,97\text{daN/m}$
- Garde de corps $\rightarrow G_6=15\text{daN/m}^2$

$$G=(G_1+G_2+G_3+G_6).g+2.G_5+G_4.N.^a/L=(45+40+40+15).0,27+2.2,97+4,36.9.(^1/2,87)$$

$$\rightarrow G=159,61\text{daN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$G'=G/2=79,8\text{daN/m}$$

b) Charge d'exploitation :

$$P=250\text{daN/m}^2$$

$$Q=P.g=250.1=250\text{daN/m} \quad \rightarrow Q=250\text{daN/m}$$

La charge permanente qui revient a chaque limon est :

$$Q'=Q/2=125\text{daN/m}$$

➤ Sur le palier

a) Les charges permanentes :

- Tôle striée $ep=7\text{mm} \rightarrow G_1=58,5\text{daN/m}^2$
- Mortier de pose $\rightarrow G_2=40\text{daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage $\rightarrow G_3=40\text{daN/m}^2$
- Dalle en béton $8\text{cm} \rightarrow G_4=200\text{daN/m}^2$

$$G=(G_1+G_2+G_3+G_4).d=(58,5+40+40+200).1,25=423,125\text{daN/m}$$

$$\rightarrow G=423,125\text{daN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$G'=G/2=211,56\text{daN/m}$$

d : est l'entre-axe de limon de palier.

b) Charge d'exploitation :

$$P=250\text{daN/m}^2$$

$$Q=P.d=250.1,25=312,5\text{daN/m} \quad \rightarrow Q=312,5\text{daN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est : $Q'=Q/2=156,25\text{daN/m}$

IV.4.2 Combinaison des charges :

➤ Sur la volée

a) À l'ELU

$$q_{uv} = \Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \cdot 79,8 + 1,5 \cdot 125 = 295,23 \text{ daN/m}$$

b) À l'ELS

$$q_{sv} = G + Q = 79,8 + 125 = 204,8 \text{ daN/m}$$

➤ Sur le palier

a) À l'ELU

$$q_{up} = \Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \cdot 211,56 + 1,5 \cdot 156,25 = 519,98 \text{ daN/m}$$

b) À l'ELS:

$$q_{sp} = G + Q = 211,56 + 156,25 = 367,81 \text{ daN/m}$$

IV.4.3 Vérification de la flèche:(ELS)

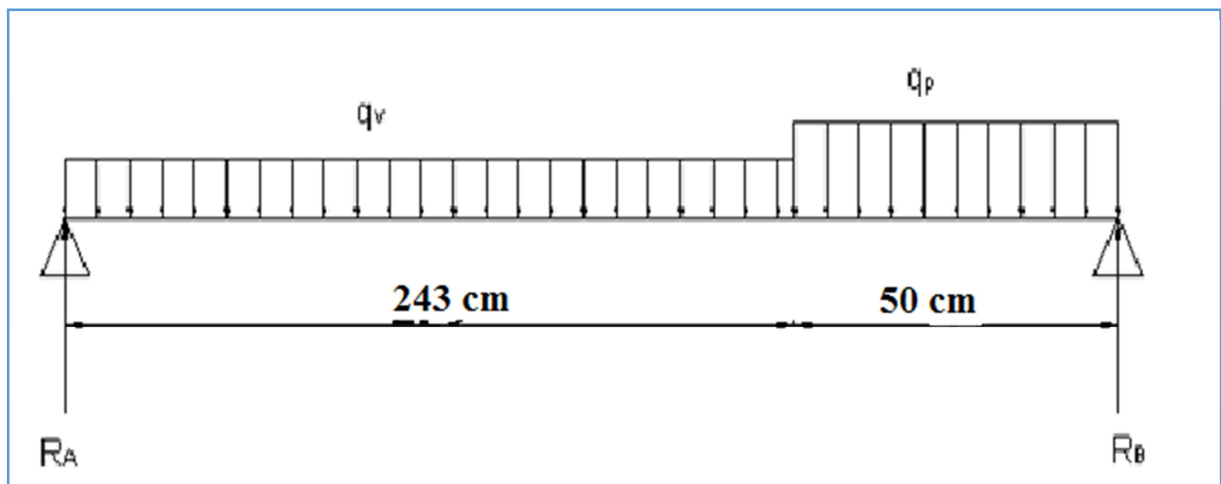


Figure IV.5: Schémas statique représentant les charges sur le limon

$$f_y = \frac{5q_s \cdot l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\text{Avec : } q_s = (q_{sv} \times l_v + q_{sp} \times l_p) / L = (204,8 \times 2,43 + 367,8 \times 0,5) / 2,93 = 232,61 \text{ daN}$$

$$f_z = \frac{5 \times 2,326 \times 10^{-2} \times 293^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 925} = 0,115 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{325}{300} = 0,97 \text{ cm}$$

→ donc la flèche est vérifiée

- **Vérification à la résistance: (ELU)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{12}$$

$$q_u = (q_{uv} \times l_v + q_{up} \times l_p) / L = (295,23 \times 2,43 + 519,98 \times 0,5) / 2,93 = 333,58 \text{ daN / m}$$

$$M_{sd} = \frac{333,58 \times 2,93^2}{12} = 238,64 \text{ daN.m} \quad \text{Donc } \rightarrow M_{sd} = 238,64 \text{ daN.m}$$

$$\text{Et : } M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ avec } : \gamma_{M0} = 1$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{138 \times 23,5}{1} = 3243 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl.Rd} = 3243 \text{ daN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{y.sd} = 238,64 \text{ daN.m} < M_{ely.rd} = 3243 \text{ daN.m}$$

→ Donc la condition à la résistance est vérifiée

IV.4.5 Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{333,58 \times 2,93}{2} = 488,69 \text{ daN}$$

$$\rightarrow V_{sd} = 488,69 \text{ daN}$$

$$V_{rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} \quad \text{avec } A_v = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = 12,6 \frac{2350}{1 \cdot \sqrt{3}} = 17095,37 \text{ daN}$$

$$\rightarrow V_{pl.Rd} = 17095,37 \text{ daN}$$

Donc la condition sera :

$$V_{sd}=488.69aN < V_{pl.rd}=17095,34daN$$

Donc l'effort tranchant est vérifié

- **Conclusion :**

Dans notre étude des escaliers, on a justifié le choix des dimensions qu'on a prévue en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi on a établi les calculs des marches, les calculs des limons et le palier de repos, dans ce dernier on a prévu une tôle strier soudé sur les limons et la poutre palière ,aussi pour le limon on a utilisé des poutres UPN160. Et en ce qui concerne les marches on a adopté la conception la plus utilisée, qui se constitue d'une tôle striée rigidifié par des cornières. Il faut signaler aussi que les escaliers contiennent deux volées, afin d'éviter un escalier fatiguant de 18 marches sans repos

V ETUDE DU PLANCHER MIXTE

Un plancher mixte est constitué d'une dalle mixte (composée d'un treille d'armatures, une couche de béton et d'un bac d'acier), et des solives, ces dernières sont connectées à la dalle par des goujons connecteurs de différent type

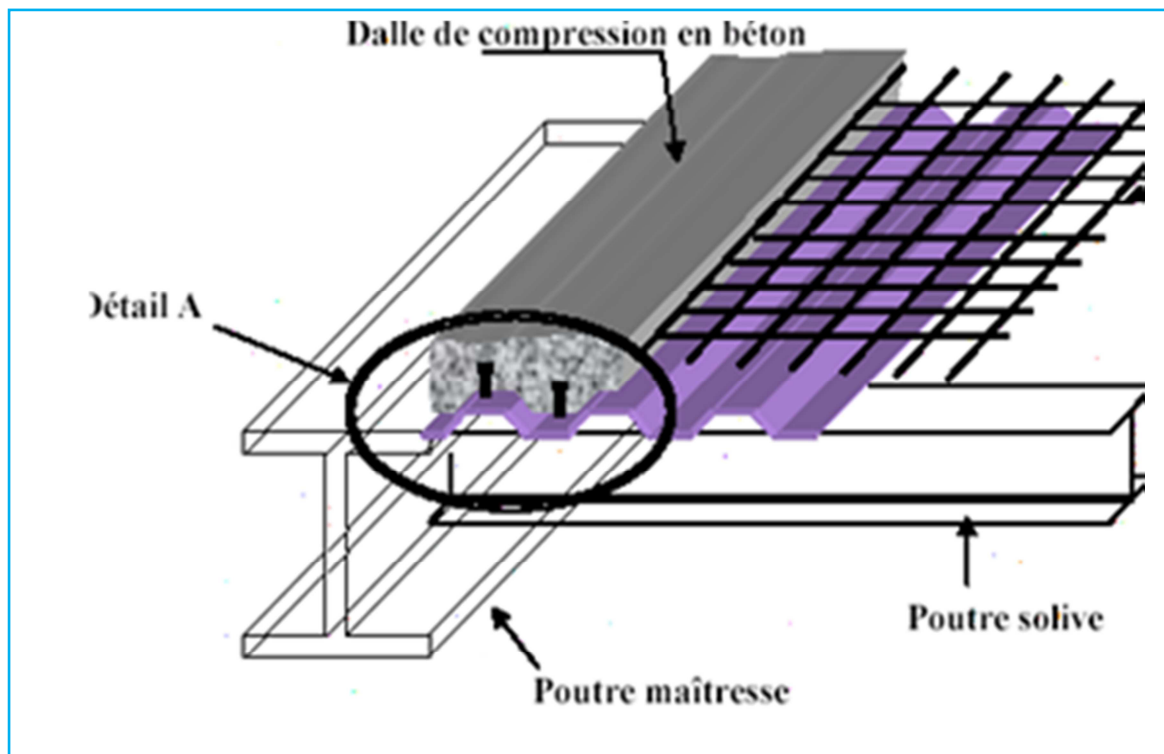


Figure V.1 : Plancher mixte acier-béton.

V.1 Méthode de construction (Réalisation) :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- ★ Phase de construction
- ★ Phase finale

a) **Phase de construction** : Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

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

b) **Phase finale** : Le béton ayant durci, donc le profilé et la dalle travaillent ensemble.

Les charges de la phase finale sont :

Poids propre du profilé et la tôle

- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

V.2. Etude de la dalle collaborant :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t = 10\text{cm}$.
- L'épaisseur de la tôle Cofraplus 60 = 4cm
- Entraxe des solives : 1,2 m
- Coefficient d'équivalence (acier – béton) : $n = \frac{E_a}{E_B} = 15$.
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2.10^{-4}$

➤ Contraintes admissibles des matériaux :

- Pour l'acier : $f_y = 235\text{MPa}$
- Pour le béton : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

V.2.1 Evaluation des charges :

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe les valeurs des charges et surcharges.

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Plancher	Revêtement en carrelage	2	0.5	3,82
	Mortier de pose	2	0.2	
	Lit de sable	3	0.54	
	Tôle type cofraplus 60	4	0,085	
	Dalle en béton armé	8	2.5	

b) Les surcharges d'exploitation(Q) :

Plancher courant : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$ (usage de bureaux)

Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases

- Phase de construction
- Phase finale

➤ **Méthode de calcul**

a) **Phase de construction :**

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

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

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 :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton (sec).
- Surcharge d'exploitation finition.

V.2.2 Vérification des solives :

qu

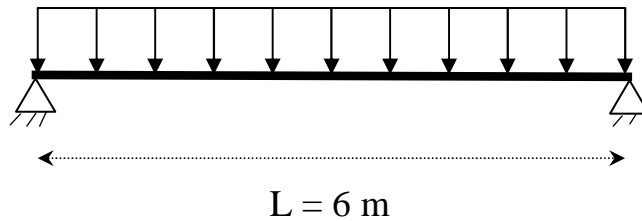


Figure V.2:Schéma statique de la solive

V.2.2.1 Phase de construction :

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

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle $G_t = 0.085 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 1.00 \text{ KN/m}^2$

a) **Combinaison de charge :**

L'entraxe entre les solives est de 1.2 m

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G_b + 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q) \times 1.2$$

$$q_u = (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.085 + 1.5 \times 1.00) \times 1.2$$

$$q_u = 5,98 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G_b + G_t + Q) \times 1.4$$

$$q_s = (2.5 + 0.085 + 1.00) \times 1.2$$

$$q_s = 4,30 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \implies I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot 250 \cdot l^3}{384 \cdot E} \longrightarrow I_y \geq 1439,73 \text{ cm}^4 \text{ soit un IPE200}$$

b) Détermination de la classe de la section du profilé :

Le choix de l’IPE200 nous a conduits à déterminer la classe de notre profilé à partir du tableau donné dans l’Eurocode 3, les calculs s’effectuent comme suite :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon \rightarrow \frac{159}{5,6} = 28,39 \rightarrow \text{Tel que } \epsilon = \sqrt{(235/f_y)}$$

Donc l’âme est de section 1

Pour la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{50}{8,5} = 5,88 \leq 10\epsilon \rightarrow \text{La semelle est de classe 1 avec } (c = \frac{b}{2})$$

Pour cela on adopte un calcul plastique.

Parmi les avantages d’un calcul plastique :

-Il est le plus économique par rapport au calcul élastique

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

En tenant compte du poids du profilé : $M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$

$q_u = 5,98 \text{ KN/m}$.

$q_s = 4,30 \text{ KN/m}$.

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{5,98 \times 6^2}{8} = 26,91 \text{ Kn.m}$$

$$M_{rd} = \frac{220,4 \times 23,5}{1} = 51,84 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 26,91 \text{ Kn.m} < M_{rd} = 51,84 \text{ kn.m}$$

Condition de résistance vérifiée

(On n’aura pas besoin d’un étaiement à mi- travée)

c) Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{Rd} = \frac{f_y A_{vz}}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où :

V_{Rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : aire de cisaillement.

$A_{vz} = 14,00 \text{ cm}^2$ (D’après le tableau des profilé).

$$V_{plRd} = \frac{23,5 \times 14}{\sqrt{3} \times 1} = 189,94 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :**

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{5,98 \times 6}{2} = 17,94 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 17,94 \text{ KN} < V_{plRd} = 189,94 \text{ KN} \quad \text{Condition de l'effort tranchant est vérifiée}$$

$$V_{sd} = 17,94 < 0,5 V_{plRd} = 94,97 \text{ KN}$$

Pas d’interaction entre l’effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

V.2.2.2 Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- Surcharge d'exploitation (usage de bureaux) $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre du béton (sec)..... $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre de la tôle $G_t = 0,085 \text{ KN/m}^2$.
- Carrelage, mortier de pose, + accessoires $G_c = 2 \text{ KN/m}^2$.

a) Combinaison de charge :

L'entre axe entre les solives est de 1.2 m

• **A l'Etat Limite Ultime :**

$$q_u = (1.35.G_b + 1.35.G_t + 1.35.G_c + 1.5.Q) \times 1.2$$

$$q_u = (1.35. 3 + 1.35. 0,085 + 1.35. 2 + 1.5. 2,5) \times 1,2$$

$$q_u = 12,73 \text{ KN/m}$$

• **A l'Etat Limite De Service :**

$$q_s = (G_b + G_t + Q + G_c) \times 1.2$$

$$q_s = (3 + 0,085 + 2,5 + 2) \times 1.2$$

$$q_s = 9,10 \text{ KN/m}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_z = \frac{5.q_s.l^4}{384.E.I_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{5.q_z.250.l^3}{384.E} \longrightarrow I_y \geq 3046,87 \text{ cm}^4.$$

Soit un IPE240 avec $I_y = 3891,6 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ la section est de classe 1.

b) Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ **La flèche**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 9,41 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{\text{cal}} = 1,94 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance :**

$$q_u = 13,04 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 58,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 86,24 \text{ KN.m} > 58,68 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 39,12 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 259,14 \text{ KN} > 39,12 \text{ KN}$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 129,57KN > V_{sd} = 52,20KN \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On adopte un IPE240

Largeur de la dalle effective :

$$b_{eff} = \min \begin{cases} \frac{2 \cdot l_0}{8} & \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b & \text{b: Entraxe entre les poutres} \end{cases} \quad \text{EC4 Art 4.2.2.1}$$

$$b_{eff} = \min \begin{cases} \frac{2 \cdot l_0}{8} = \frac{2 \cdot 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b = 1,2 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b_{eff} = 1,2 \text{ m}$$

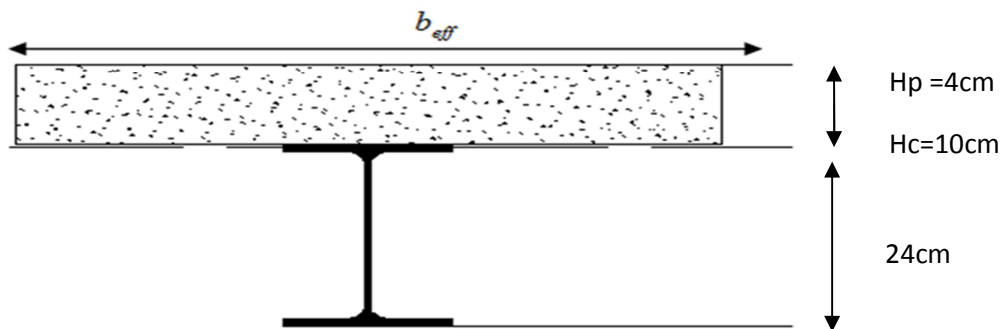


Figure VI. 3:Largeur de la dalle effective.

c) Vérification de la résistance à L'ELU

$$q_u = 13,04 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{13,04 \times 6^2}{8} = 58,68 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{Ma}} \times f_y = \frac{39,1 \times 23,5}{1,1} = 835,31 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1200 \times 100 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 1700 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'épaisseur de la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \left(\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = \frac{835,31}{1200 \times \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5}\right)} = 4,91 \text{ cm}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 835,31 \times \left(\frac{24}{2} + 4 + 10 - \frac{4,91}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = 196,67 \text{ KN}$$

$M_{Pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

d) Vérification de la flèche en service :

$$q_s = 9,41 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $f_{adm} > f_{cal}$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{Plancher mezzanine} \rightarrow f_{adm} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m}$$

e) Calcul de I_m

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{beff \times (h_c + h_p)^3}{12 \times \eta} + \frac{beff \times (h_c + h_p)}{\eta} \times f^2$$

$$I_m = 3892 + 39,1 \times 14,083^2 + \frac{120 \times (10 + 4)^3}{12 \times 15} + \frac{120 \times (10 + 4)}{15} \times 4,917^2$$

$$= 16183,88 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0,0941 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 16183,88} = 0,46 \text{ cm}$$

$f_{adm} = 2,4 > f_{cal} = 0,46 \text{ cm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

f) Calcul des contraintes

1) Contraintes dues au moment fléchissant :

Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = -94,57 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = 7,55 \text{ MPa}$$

Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = 2,88MPa$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = -0,503MPa$$

2) Contraintes dues au retrait

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{24 + 10 + 4}{2} = 19cm$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{3892}{39,1 \times 19} = 5,24cm$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) = 120 \times (10 + 4) = 1680cm^2$$

$$K = \frac{1680 \times 2,1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 19 \times 39,1}{(15 \times 3892 \times 39,1) + (1680 \times 3892) + (1680 \times 39,1 \times 19^2)}$$

$$K = 0,16$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \times 10^4 MPa$$

$$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{24}{2} + 5,24 = 17,24cm$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 17,24 + 10 + 4 = 31,24cm$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0,16 \times 17,24 \times 10 = 27,58MPa$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0,16 \times (24 - 17,24) \times 10 = -10,81MPa$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4}) - (0,16 \times 17,24 \times 10)}{15}$$

$$\sigma_{bi} = -0,96MPa$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4}) - (0,16 \times 31,24 \times 10)}{15}$$

$$\sigma_{bs} = -0,532MPa$$

3) Contraintes finales

$$\sigma_{as} = 7,55 + 27,58 = 35,13MPa < f_y = 235MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -94,57 - 10,81 = -105,38MPa < f_y = 235MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 2,88 - 0,532 = 2,34MPa < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = -0,96 - 0,503 = -1,46MPa < f_y = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V.3 Calcul des goujons connecteurs :

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

On choisit des connecteurs de diamètre Ø18.

$$f_u = 400Mpa$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \times d$$

$$\text{On a } d = 18mm \Rightarrow h > 4 \times 18 = 72mm$$

$$\text{On prend } h = 80mm$$

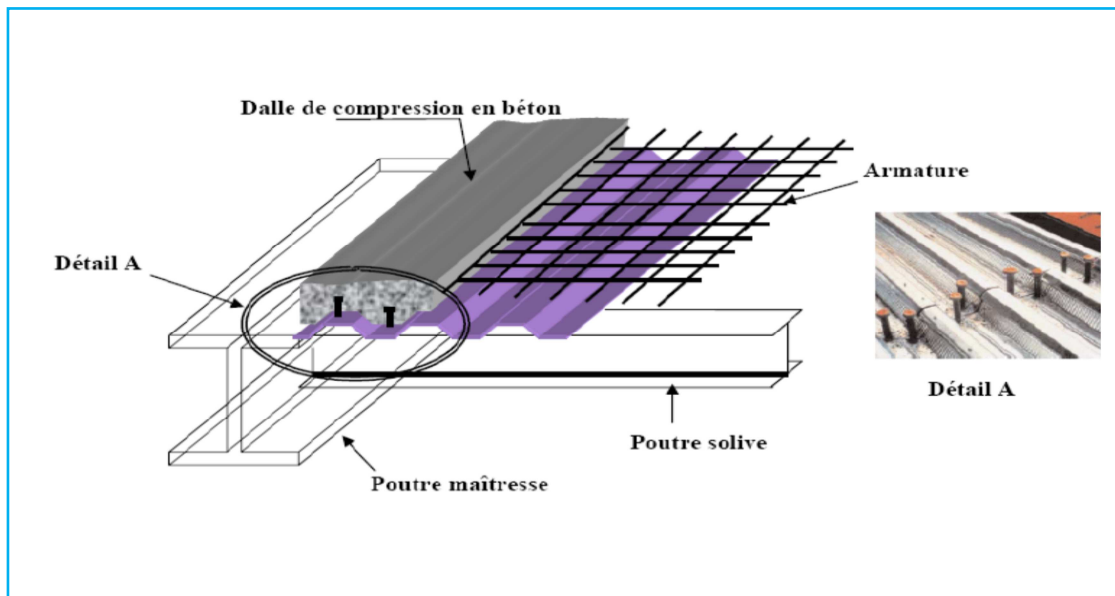


Figure V.4 : Schéma des connecteurs.

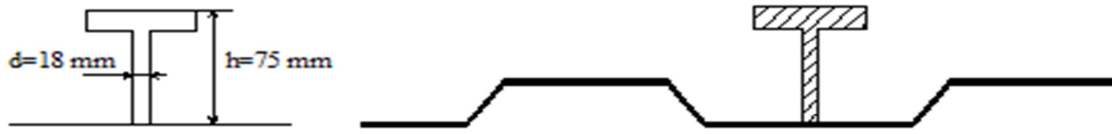


Figure VI.5 :Caractéristique de connecteur.

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30 $\Rightarrow f_{ck} = 25MPa, E_{cm} = 30500MPa$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_r} \\ 0,29 \times \frac{\alpha d^2}{\gamma_r} \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}} \end{array} \right.$$

$$AN : P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{400}{1,25} \times \frac{3,14 \times 18^2}{4} \times 10^{-3} = 65,144KN \\ 0,29 \times \frac{1 \times 18^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 65,638KN \end{array} \right.$$

$P_{Rd} = 65,144$ (Résistance d'un goujon).

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18mm \leq 20mm \\ h_p = 40mm \leq 85mm \end{array} \right. \Rightarrow P'_{Rd} = r \times P_{Rd} = 1 \times 65,111 = 65,111KN$$

↪ Effort de cisaillement V_{lf}

$$V_{lf} = \min \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}; 0,85 \times b_{eff}^+ \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{lf} = \min \left(\frac{39,1 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1}; 0,85 \times 1,2 \times \frac{(10 + 4) \times 25}{1,5} \times 10 \right) = 835,31 KN$$

[EC 4 ; article 6.2.1.1]

↪ Nombre des goujons N

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{Rd}} = \frac{835,31}{65,144} = 12,82 \text{ Goujons ; On prend } \mathbf{13 \text{ Goujons.}}$$

Soit 13 goujons sur une longueur $L/2 = 600/2 = 300$ cm \Rightarrow 26 goujons sur 6m.

↪ Espacement e

$$e = \frac{300}{13} = 23,07 \text{ cm.}$$

V.3.1 Vérification des soudures

a : La gorge

$$a < \min(d; t_f) = \min(190,4; 9,8) = 9,8\text{mm}$$

On prend $a = 7\text{mm}$

l : Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = \pi \times 18 = 56,549\text{mm}$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 400\text{MPa} \end{cases}$$

➤ L'effort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 7 \times 56,548 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 91,41\text{KN}$$

➤ L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{835,31}{13} = 64,25\text{KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 64,25\text{KN} \leq 91,41\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4 Calcul de la poutre maîtresse:

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

➤ **Caractéristiques du plancher :**

Portée du sommier : $L = 6\text{m}$

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 6\text{m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1,2\text{m}$

Charges permanentes du plancher : $G = 3,82\text{KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

Poids de la solive : $G_{\text{solive}} = 0,307\text{KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0,307 \times 6 = 1,842\text{Kn}$$

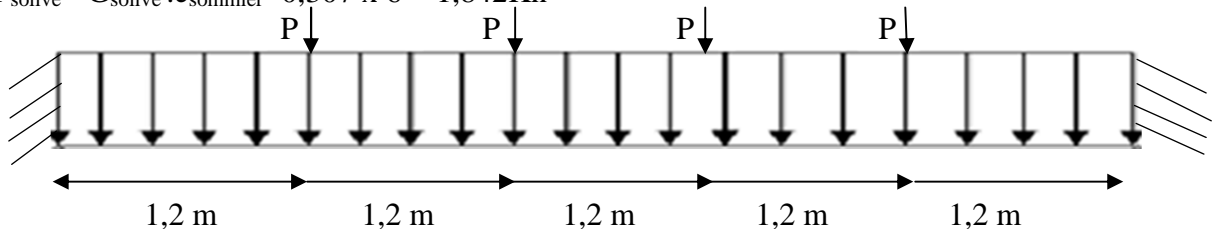


Figure VI.6: Sommier sous charge répartie.

V.4.1 Vérification des poutres maitresses (sommiers) :**1) Phase de construction :**

L'entre axe des sommiers est : $e_{sommier} = 6m$

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

$$G = 3,51 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{IPE 240} = 0,307 \text{ KN/m}$$

$$G = 3,51 \times 6 = 21,06 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1 \times 6 = 6 \text{ KN/m}$$

a) Combinaison de charge :

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$q_u = (1.35 \times 21,06 + 1.5 \times 6)$$

$$q_u = 37,43 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G + Q)$$

$$q_s = (21,06 + 6)$$

$$q_s = 27,06 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \quad I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot 250 \cdot l^3}{384 \cdot E} \quad I_y \geq 8822,54 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow$$

On adopte un IPE330 \longrightarrow classe I

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

On prenant compte du poids du profilé :

$$q_u = 37,92 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 27,55 \text{ KN/m.}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{37,92 \times 6^2}{12} = 113,76 \text{ Kn.m}$$

$$M_{rd} = \frac{804,3 \times 23,5}{1} = 189,01 \text{ Kn.m}$$

$M_{sd} = 113,76 \text{ Kn.m} < M_{rd} = 189,01 \text{ kn.m}$ **Condition de Résistance Vérifiée**

b) Vérification à l'effort tranchant:

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{Rd} = \frac{f_y A_{vz}}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où :

V_{Rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : aire de cisaillement.

$A_{vz} = 30,8 \text{ cm}^2$ (D'après le tableau des profilés).

$$V_{plrd} = \frac{23,5 \times 30,8}{\sqrt{3} \times 1} = 417,88 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :**

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{37,92 \times 6}{2} = 113,76 \text{ KN.}$$

$$V_{sd}^{max} = 113,76 \text{ KN} < V_{plrd} = 417,88 \text{ KN} \text{ Condition de l'effort tranchant est vérifiée}$$

$$V_{sd} = 113,76 < 0,5 V_{plrd} = 208,94 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

2) Phase finale :

L'entre axe des sommiers est : $e_{sommier} = 6 \text{ m}$

$$G = 5,51 \text{ KN/m}^2$$

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

$$G_{IPE 330} = 0,491 \text{ KN/m}$$

$$G = 5,51 \times 6 = 33,06 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \times 6 = 15 \text{ KN/m}$$

1) Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de 1.2 m

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$q_u = (1.35 \times 33,06 + 1.5 \times 15)$$

$$q_u = 67,13 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G + Q)$$

$$q_s = (33,06 + 15)$$

$$q_s = 48,06 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot 250 \cdot l^3}{384 \cdot E} \Rightarrow I_y \geq 16091,51 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE360 avec $I_y = 16270 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ la section est de classe 1.

Vérification en tenant compte du poids du profilé

➤ La flèche

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 48,63 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{cal} = 2,37 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ La résistance

$$q_u = 67,70 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = 203,1 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 239,46 \text{ KN.m} > 200,19 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 203,1 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 476,22 \text{ KN} > 200,19 \text{ KN}$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 238,11 \text{ KN} > V_{sd} = 200,19 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On adopte un IPE360

Largeur de la dalle effective :

$$b_{eff} = \min \begin{cases} \frac{2 \cdot l_0}{8} & \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b & b: \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases} \quad \text{EC4 Art 4.2.2.1}$$

$$b_{eff} = \min \begin{cases} \frac{2l_0}{8} = \frac{12}{8} = 1,2 \text{ m} \\ b_{e1} = 1,5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b_{eff} = 1,2 \text{ m}$$

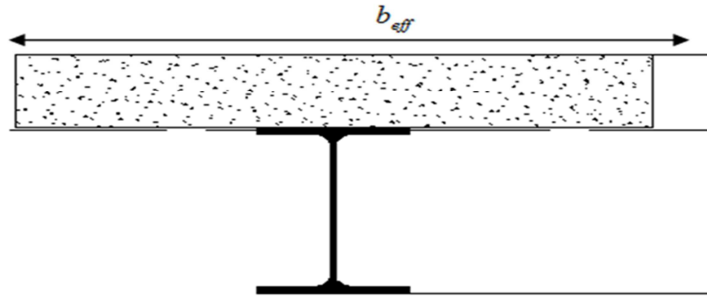


Figure V.7: Largeur de la dalle effective.

a) Vérification de la résistance à L'ELU

$$q_u = 67,13 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Pl,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{67,13 \times 6^2}{12} = 203,1 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{Ma}} \times f_y = \frac{72,7 \times 23,5}{1,1} = 1553,13 \text{ KN}$$

$$F_c = beff \times h_c \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1200 \times 100 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 1700 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'épaisseur de la dalle

$$Z = \frac{F_a}{beff \times \left(\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = \frac{1553,31}{1200 \times \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5}\right)} = 9,13 \text{ cm}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2}\right) = 1553,13 \times \left(\frac{36}{2} + 4 + 10 - \frac{9,13}{2}\right) \times 10^{-2}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = 426,10 \text{ KN}$$

$M_{Pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

b) Vérification de la flèche en service

$$q_s = 48,63 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $f_{adm} > f_{cal}$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{Plancher mezzanine} \rightarrow f_{adm} = \frac{600}{250} = 2,4cm$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m}$$

c) Calcul de I_m

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{beff \times (h_c + h_p)^3}{12 \times \eta} + \frac{beff \times (h_c + h_p)}{\eta} \times f^2$$

$$I_m = 16270 + 72,7 \times 15,20^2 + \frac{120 \times (10 + 4)^3}{12 \times 15} + \frac{120 \times (10 + 4)}{15} \times 4,8^2$$

$$= 37476,421cm^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0,4863 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 19514,51} = 1,042cm$$

$$f_{adm} = 2,4 > f_{cal} = 1,042cm \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

f) Calcul des contraintes

1) Contraintes dues au moment fléchissant :

Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = -179,92MPa$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = 15,17MPa$$

Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = 6,07MPa$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = -1,01MPa$$

2) Contraintes dues au retrait

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{36 + 10 + 4}{2} = 25cm$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{16270}{72,7 \times 25} = 8,95cm$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) = 120 \times (10 + 4) = 1680cm^2$$

$$K = \frac{1680 \times 2,1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 25 \times 72,7}{(15 \times 16270 \times 72,7) + (1680 \times 16270) + (1680 \times 72,7 \times 25^2)}$$

$$K = 0,10$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \times 10^4 MPa$$

$$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{36}{2} + 8,95 = 26,95cm$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 26,95 + 10 + 4 = 40,95cm$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0,14 \times 19,96 \times 10 = 40,95MPa$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0,1 \times (36 - 40,95) \times 10 = -4,95MPa$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4}) - (0,1 \times 26,95 \times 10)}{15}$$

$$\sigma_{bi} = -1,003MPa$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4}) - (0,1 \times 40,95 \times 10)}{15}$$

$$\sigma_{bs} = -0,07MPa$$

3) Contraintes finales

$$\sigma_{as} = 40,95 + 15,17 = 56,12MPa < f_y = 235MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -179,92 - 4,95 = -184,87 \text{MPa} < f_y = 235 \text{MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 6,07 - 0,07 = 6 \text{MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = -1,01 - 1,003 = -2,013 \text{MPa} < f_y = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V.4.2 Calcul des goujons connecteurs :

On choisit des connecteurs de diamètre $\emptyset 18$.

$$f_u = 400 \text{Mpa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \times d$$

$$\text{On a } d = 18 \text{mm} \Rightarrow h > 4 \times 18 = 72 \text{mm}$$

On prend $h = 80 \text{mm}$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$\text{Béton de classe C 25/30} \Rightarrow f_{ck} = 25 \text{MPa}, E_{cm} = 30500 \text{MPa}$$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_r \cdot 4} \\ 0,29 \times \frac{\alpha d^2}{\gamma_r} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \end{array} \right.$$

$$\text{AN : } P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{400}{1,25} \times \frac{3,14 \times 18^2}{4} \times 10^{-3} = 65,144 \text{KN} \\ 0,29 \times \frac{1 \times 18^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 65,638 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 65,144 \text{ (Résistance d'un goujon).}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18 \text{mm} \leq 20 \text{mm} \\ h_p = 40 \text{mm} \leq 85 \text{mm} \end{array} \right. \Rightarrow P'_{Rd} = r \times P_{Rd} = 1 \times 65,111 = 65,111 \text{KN}$$

↪ **Effort de cisaillement V_{lf}**

$$V_{lf} = \min \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}; 0,85 \times b_{eff}^+ \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{lf} = \min \left(\frac{72,7 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1}; 0,85 \times 1,2 \times \frac{(10 + 4) \times 25}{1,5} \times 10 \right) = 1553,13 \text{KN}$$

↪ **Nombre des goujons N**

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{Rd}} = \frac{1553,13}{65,144} = 23,84 \text{ Goujons ; On prend } \mathbf{24 \text{ Goujons.}}$$

Soit 24 goujons sur une longueur $L/2 = 600/2 = 3\text{m} \Rightarrow 48$ goujons sur 6m.

↳ **Espacement e**

$$e = \frac{300}{24} = 12,5\text{cm.}$$

V.4.2.1 Vérification des soudures

a : La gorge

$$a < \min(d; t_f) = \min(298,6; 12,7) = 14,6\text{mm}$$

On prend $a = 10\text{mm}$

l : Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = \pi \times 18 = 56,549\text{mm}$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 400\text{MPa} \end{cases}$$

➤ L'effort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 10 \times 56,548 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 117,53\text{KN}$$

➤ L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{1553,13}{24} = 64,71\text{KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 64,71\text{KN} \leq 117,53\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.5 Calcul de la poutre secondaire

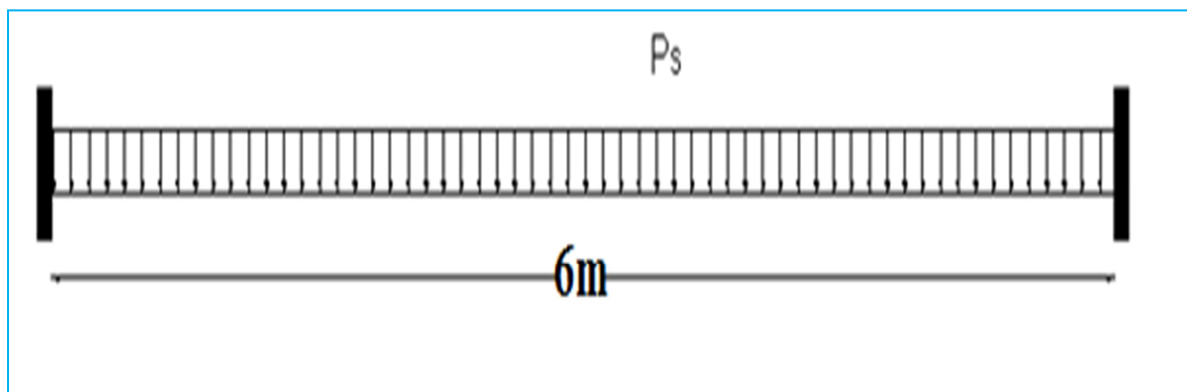


Figure V.8 : schéma statique de la poutre secondaire

V.5.1 Caractéristiques de la poutre secondaire

- Portée de la poutre : $L=6\text{m}$
- Entre axe de la poutre : $d_{\text{poutre}}= 1,2\text{m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 3,82\text{KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

V.5.2 Pré dimensionnement

$$P_s=[G+Q].d_{\text{poutre}}$$

$$P_s = 3,82+2,5=[6,32].1,2= 7,854 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que : $f_z = \frac{q_s l^4}{384EI_{y1}} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4\text{cm}$

$$I_{y1} \geq \frac{q_s l^4}{2 \times 384E} = \frac{7,584 \times 600^4 \times 10^{-1}}{2 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 609,42 \text{ cm}^4$$

On choisit un IPE160

V.5.3 Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé

$$P'_s = [G + Q].d_{\text{poutre}} + G_{\text{poutre}} = [3,82 + 2,5] \times 1 + 0,158 = 7,742 \text{ KN / m}$$

$$f_z = \frac{q'_s l^4}{384EI_y} = \frac{7,742 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8693} = 1,43\text{cm} < f_{adm} = 2 \rightarrow \text{vérifié}$$

V.5.4 Vérifications de la résistance

- Détermination de la classe de la section :

- Classe de la semelle (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{82/2}{7,4} = 5,54 \leq 10$$

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

⇒ Semelle de classe 1

- Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \Rightarrow \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72\varepsilon$$

⇒ Âme de classe 1

Donc IPE160 est de classe 1

V.5.5 Vérification au moment

$$P_u = 1.35(G.d_{poutre} + G_{profilé}) + 1.5Q.d_{poutre}$$

$$P_u = 1.35(3.82 \times 1,2 + 0.158) + 1.5 \times (2.5 \times 1,2) = 10.90 \text{ KN / m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot L^2}{12} = \frac{10.90 \times 6^2}{12} = 32,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 23.5}{1} = 2911 \text{ KN.cm} = 29.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl.rd} \rightarrow \text{non vérifiée}$$

La condition de résistance n'est vérifiée on augmente a un profilé IPE180

D'où

$$P_u = 1.35(G.d_{poutre} + G_{profilé}) + 1.5Q.d_{poutre}$$

$$P_u = 1.35(3.82 \times 1,2 + 0.188) + 1.5 \times (2.5 \times 1,2) = 10.94 \text{ KN / m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot L^2}{12} = \frac{10.94 \times 6^2}{12} = 32,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 23.5}{1} = 39.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.rd} \rightarrow \text{vérifiée}$$

V.5.6 Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{10.94 \times 6}{2} = 32.82 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{11.3 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 153.31 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl.rd} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE180** pour la poutre secondaire.

V.6 Conclusion :

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

Solive : **IPE240**

Des goujons connecteurs de diamètre **18mm**

Poutre maitresse : **IPE360**

Des goujons connecteurs de diamètre **18mm**

Poutre secondaire : **IPE180**

VI.1 Introduction :

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement d'un hangar de 24 m de portée équipé d'un pont roulant de 12T (de puissance), pour cette étude on utilise :

- ✓ Eurocode 1 ; partie 5 ; actions induites par les ponts roulants.
- ✓ Eurocode 3 ; partie 6 ; chemins de roulements

➤ **Définition de pont roulant :**

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

VI.2 Caractéristiques de pont roulant :

La puissance	La portée	Vitesse			Poids			Dimensions				
		Levage	Direct	Trans	B	K	B+K	a	b	C	d	e
KN	M	m/min	m/min	m/min	KN	KN	KN	m	m	m	m	m
120	24	5	30	60	108	9,5	117,5	4	0.35	0,6	2	0,83

Tableau VI.1: caractéristiques de pont roulant

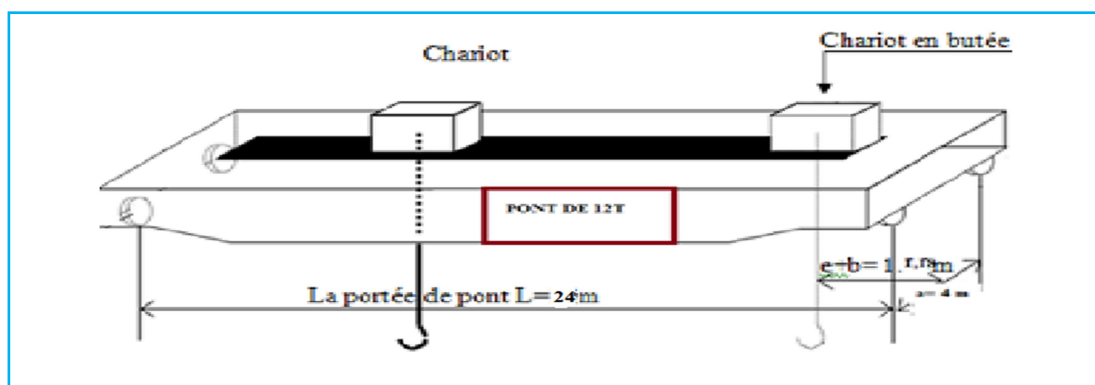


Figure VI.1 : schéma de pont roulant

VI.3 Action induites par les appareils de levage sur les poutres de roulement :

Classement des actions : Les actions induites par des appareils de levage sont classées comme actions variables et accidentelles qui sont représentées par différents modèles.

a) Actions variables :

Il convient de diviser les actions variables induites par les appareils de levage en actions variables verticales dues au poids propre de l'appareil de levage et à la masse à lever et en actions variables horizontales dues aux accélérations ou décélérations ou à la marche en crabe ou à d'autres effets dynamiques.

Les composantes dynamiques induites par différentes charges dues à des masses et à des forces d'inertie sont données en général par des coefficients d'amplification dynamiques ϕ_i à appliquer aux valeurs des charges statiques. $F_k = \phi_i \cdot F$

Où : F_k : est la valeur caractéristique d'une action induite par un appareil de levage ;

ϕ_i : est le coefficient d'amplification dynamique (voir tableau IV.2).

Coefficients d' amplification dynamique	Effets à prendre en compte	A appliquer a
ϕ_1	excitation vibratoire de la structure d'un appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol	Poids propre de l'appareil de levage
ϕ_2 ou ϕ_3	-effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage	masse à lever
ϕ_4	effets dynamiques induits par le déplacement sur des rails ou des voies de roulement	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever
ϕ_5	effets provoqués par des forces d'entraînement	Forces d'entraînement
ϕ_6	lorsqu'une charge d'essai est mue par les transmissions suivant le mode d'utilisation de l'appareil de levage	Charge d'essai
ϕ_7	prend en compte les effets élastiques de l'impact sur les tampons	Charge des tampons
ϕ_8		

Tableau VI.2 : les coefficients d'amplification dynamique

VI3.1-Détermination des coefficients d'amplification dynamique :

✓ d'après le tableau 2.4 Eurocode 1 partie 5

$$\phi_1 = 1 \pm \alpha / 0 < \alpha < 0,1$$

$$\phi_1 = 1 + 0,1 = 1,1$$

$$\phi_2 = \phi_{2,min} + \beta_2 \cdot V_h$$

Avec :

Classe de levage de l'appareil	β_2	$\phi_{2,min}$	V_h
HC3 (Appareils de levage d'atelier)	0.51	1,15	$5/60=0.083$

$$\phi_2 = 1,15 + 0,51 \cdot 0,083 = 1,19$$

VI.3.2 Dispositions des charges :

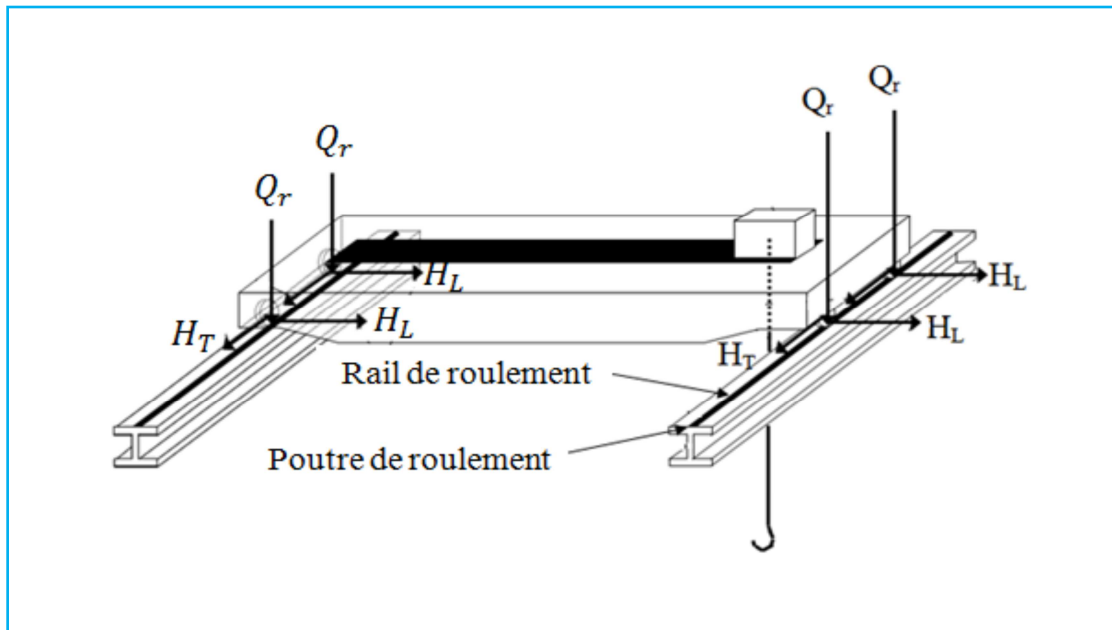
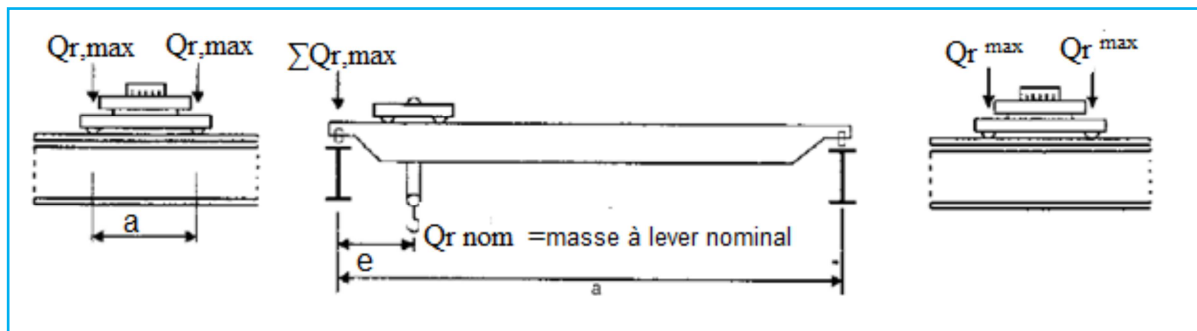


Figure-IV-2 : Dispositions des charges engendrées par le pont roulant



FigureVI.3 : Disposition de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement

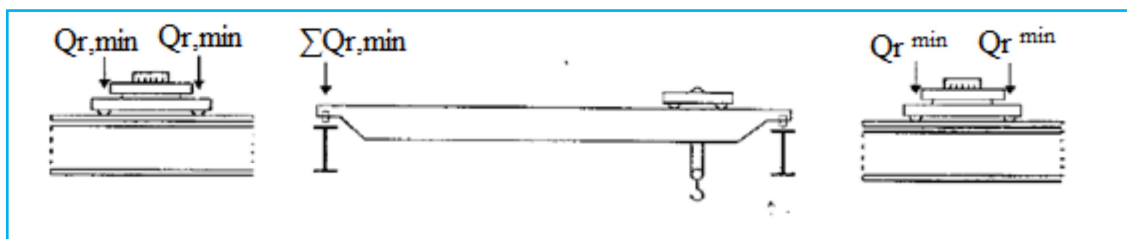


Figure VI.4 : Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement

Ou :

$Q_{r,max}$:est la charge par galet maximale de l'appareil de levage en charge ;

$Q_{r(max)}$:est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage en charge ;

$\Sigma Q_{r,max}$:est la somme des charges maximales $Q_{r, max}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge ;

$\Sigma Q_{r(max)}$:est la somme des charges d'accompagnement $Q_{r.(max)}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.

$Q_{r,min}$: est la charge par galet minimale de l'appareil de levage à vide ;

$Q_{r(min)}$:est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage à vide ;

$\Sigma Q_{r,min}$:est la somme des charges minimales $Q_{r, min}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide ;

$\Sigma Q_{r(min)}$:est la somme d'accompagnement des charges minimales $Q_{r(min)}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide

1) En charge : (charges maximales) :

pour les groupes (1,2) :

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{L} [(\phi_1 \cdot Q_c + \phi_2 \cdot Q_h)(L - e_{min}) + \phi_1 \cdot L \cdot Q_p/2]$$

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{24} [(1,1 \times 9,5 + 1,19 \times 120)(24 - 0,83) + 1,1 \times 24 \times 108/2]$$

$$\rightarrow \Sigma Q_{r,max} = \mathbf{207,35 KN} (\text{pour deux Galets})$$

$$\Sigma Q_{r(max)} = \frac{1}{L} [(\phi_1 \cdot Q_c + \phi_2 \cdot Q_h) \cdot e_{min} + \phi_1 \cdot L \cdot Q_p/2]$$

$$\Sigma Q_{r(max)} = \frac{1}{24} [(1,1 \times 9,5 + 1,19 \times 120) \cdot 0,83 + 1,1 \times 24 \times 108/2]$$

$$\rightarrow \Sigma Q_{r(max)} = \mathbf{64,69 KN} (\text{pour deux Galets})$$

Pour les groupes (4,5,6)

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{L} [\phi_4(L - e_{min})(Q_c + Q_h) + \phi_4 \cdot L \cdot Q_p/2]$$

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{24} [(1(24 - 0,83)(9,5 + 120) + 1 \times 24 \times 108/2]$$

$$\rightarrow \Sigma Q_{r,max} = \mathbf{179,02 KN} (\text{pour deux Galets})$$

$$\Sigma Q_{r(max)} = \frac{1}{L} \phi_4 [(Q_c \cdot e_{min}) + (Q_h \cdot e_{min}) + L \cdot Q_p/2]$$

$$\Sigma Q_{r(max)} = \frac{1}{24} [(1(9,5 \times 0,83) + (120 \times 0,83) + 24 \times 108/2]$$

→ $\Sigma Q_{r(max)} = 58,47 \text{ KN}$ (pour deux Galets)

- charge par galet : (pour chaque groupe de charges)

Tableau -IV-4 : les charges verticales maximales sur un galet

2) A vide (charges minimales) :

Pour les groupes (1,2)

Charges verticales	La charge par galet pour les groupes (1,2)	La charge par galet pour les groupes (4,5,6)
La charge maximale en charge	103,67 KN	89,51 KN
La charge d'accompagnement	32,35 KN	29,23 KN

$$\Sigma Q_{r,min} = \frac{1}{L} [(\phi_1 \cdot Q_c \cdot e_{min} + \phi_1 \cdot L \cdot Q_h/2)]$$

$$\Sigma Q_{r,min} = \frac{1}{24} [(1,1 \times 9,5 \times 0,83 + 1,1 \times 24 \times 108/2)]$$

→ $\Sigma Q_{r,min} = 59,76 \text{ KN}$ (pour deux Galets)

$$\Sigma Q_{r(min)} = \frac{1}{L} [(\phi_1 \cdot Q_c)(L - e_{min}) + \phi_1 \cdot L \cdot Q_p/2]$$

$$\Sigma Q_{r(min)} = \frac{1}{24} [(1,1 \times 9,5)(24 - 0,83) + 1,1 \times 24 \times 108/2]$$

→ $\Sigma Q_{r(min)} = 69,49 \text{ KN}$ (pour deux Galets)

Pour les groupes (4,5,6)

$$\Sigma Q_{r,min} = \frac{1}{L} [(\phi_4 \cdot Q_c \cdot e_{min} + \phi_4 \cdot L \cdot Q_p/2)]$$

$$\Sigma Q_{r,min} = \frac{1}{24} [(1 \times 9,5 \times 0,83 + 1 \times 24 \times 108/2)]$$

→ $\Sigma Q_{r,min} = 54,32 \text{ KN}$ (pour deux Galets)

$$\Sigma Q_{r(min)} = \frac{1}{L} [(\phi_4 \cdot Q_c)(L - e_{min}) + \phi_4 \cdot L \cdot Q_p/2]$$

$$\Sigma Q_{r(min)} = \frac{1}{24} [(1 \times 9,5)(24 - 0,83) + 1 \times 24 \times 108/2]$$

→ $\Sigma Q_{r(min)} = 63,17 \text{ KN}$ (pour deux Galets)

- charge par galet : (pour chaque groupe de charges)

Charges verticale	La charge par galet pour les groupes (1,2)	La charge par galet pour les groupes (4,5,6)
La charge maximale en	29,88 KN	27,16 KN

charge		
La charge d'accompagnement	34,74 KN	31,58 KN

Tableau- IV-5 : les charges verticales minimales sur un galet

VI.3.2.1- Charges longitudinales $H_{L,i}$ et charges transversales $H_{T,i}$ produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage :

➤ Les charges longitudinales $H_{L,i}$ produites par les accélérations et les décélérations des structures des appareils de levage résultent de la force d'entraînement au niveau de la surface de contact du rail avec le galet entraînée (voir Figure IV.4)

Les charges longitudinales $H_{L,i}$ appliquées sur une poutre de roulement peuvent être

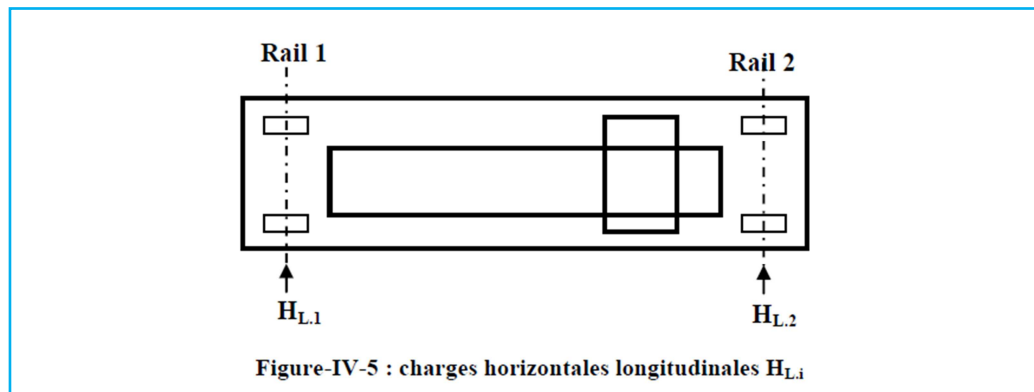
Calculée de la manière suivante : $H_{L,i} = \phi_5 \cdot K \cdot \frac{1}{n_r}$

Où : n_r : est le nombre de poutres de roulement ;

K : est la force d'entraînement.

ϕ_5 : est le coefficient d 'amplification dynamique.

i : est le nombre entier servant à identifier la poutre de roulement ($i = 1,2$)



FigureVI.5 : charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$

Le moment M résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de la masse est contrebalancée par les charges horizontales transversales $H_{T,1}$ et $H_{T,2}$; Les charges Horizontales transversales peuvent être obtenues de la façon suivante :

$$H_{T,1} = \phi_5 \cdot \xi_2 \cdot M/a$$

$$H_{T,2} = \phi_5 \cdot \xi_1 \cdot M/a$$

Avec :

$$\xi_1 = \frac{\Sigma Q_{r,max}}{\Sigma Q_r}$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 \text{ et } \Sigma Q_r = \Sigma Q_{r,max} + \Sigma Q_{r(max)}$$

$$M = K \cdot l_s \text{ et } K = K_1 + K_2 = \mu \cdot \Sigma Q_{r,min}^*$$

$$\Sigma Q_{r,min}^* = m_w \cdot Q_{r,min}$$

$$l_s = (\xi_1 - 0,5)l$$

Avec :

a : l'espacement des galets de guidage ou des flasques de galets

l : la portée de la poutre ;

K : est la force d'entraînement

μ : est le coefficient de frottement

m_w : le nombre de système de d'entraînement a un seul galet ; car les appareils de levage modernes ne sont pas équipés d'un système d'entraînement a galet central.

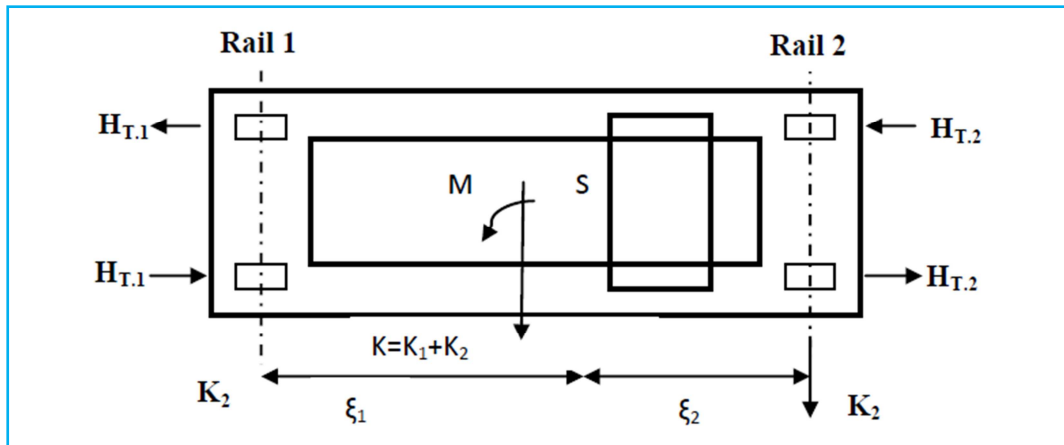


Figure VI.6 : charges horizontales transversales $H_{T,i}$

a) Les charges horizontales transversales :

$$\xi_1 = 179,02 / (58,47 + 179,02) = 0,75$$

$$\xi_2 = 1 - 0,75 = 0,25$$

$$l_s = (0,75 - 0,5)24 = 6$$

$m_w=2$ (deux systèmes) et $\mu=0,2$ (acier sur acier)

$$\Sigma Q_{r,min}^* = 2 \times 27,16 = 54,32 \text{ KN} \quad \text{D'où} \quad K = 0,2 \times 54,32 = 10,864 \text{ KN}$$

$$M = K \cdot l_s \rightarrow M = 65,185 \text{ KN}$$

$1 \leq \phi_5 \leq 1,5 \rightarrow$ Correspond aux systèmes dans les quels varient sans à-coups $\rightarrow \phi_5 = 1,5$

$$H_{T,1} = 1,5 \times 0,25 \times 65,185 / 4 = 6,11 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = 1,5 \times 0,75 \times 65,185 / 4 = 18,33 \text{ KN}$$

b) les charges horizontales longitudinales :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1,5 \times 10,864 / 2 = 8,15 \text{ KN} \quad \text{avec} \quad n_r = 2$$

VI.3.2.2 Charges horizontales $H_{s, i, j, k}$ et force de guidage S due l'obliquité de l'appareil de levage (marche en crabes) :

La force de guidage S et les forces transversales $H_{s, i, j, k}$ dues à l'obliquité peuvent être obtenues d'après :

$$S = f \cdot \lambda_{s,j} \cdot \sum Q_r$$

$$f = 0.3 \cdot (1 - \exp(-250 \cdot \alpha))$$

$$H_{s,1,j,l} = f \cdot \lambda_{s,1,j,l} \cdot \sum Q_r$$

$$H_{s,2,j,l} = f \cdot \lambda_{s,2,j,l} \cdot \sum Q_r$$

$$H_{s,1,j,T} = f \cdot \lambda_{s,1,j,T} \cdot \sum Q_r$$

$$H_{s,2,j,T} = f \cdot \lambda_{s,2,j,T} \cdot \sum Q_r$$

Ou :

f : est le coefficient non positif

$\lambda_{s,1,j,l}$: correspond aux coefficients de force

i : est le rail

j : est la paire de galets

K : la direction de la force (L : Longitudinal ; T : Transversal).

$$f = 0,3(1 - \exp(-250 \cdot \alpha)) \leq 0,3$$

α : est l'angle d'obliquité

$$h = \frac{m \xi_1 \xi_2 l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j} \text{ et } \lambda_s = 1 - (\sum e_j / n \cdot h)$$

	Combinaison des paires de galets				h
	Couplés (C)		Indépendant (I)		
fixe/fixe FF					$\frac{m \xi_1 \xi_2 + \sum e_j^2}{\sum e_i}$
Système	$\lambda_{s,j}$	$\lambda_{s,1,j,L}$	$\lambda_{s,1,j,T}$	$\lambda_{s,2,j,L}$	$\lambda_{s,2,j,T}$
CFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$	$\frac{\xi_1 \xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$	0	$\frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$

Tableau VI.6 : définition des valeurs de $\lambda_{s,i,j,k}$

Avec :

h : est la distance entre le centre de rotations instantanées et le système de guidage concerné

m : est le nombre de paires de galets accouplés ($m = 0$ pour des paires de galets indépendants) ;

$\xi_{1,1}$: est la distance entre le centre de rotation instantanée et le rail 1

- $\varepsilon_{2,1}$: est la distance entre le centre de rotation instantanée et le rail 2
- l : est la portée de l'appareil ;
- e_j : est la distance entre la paire de galets j et le système de guidage concerné.
- n : est le nombre de paires de galets ;

Application :

- l'angle α est déterminé en fonction de:
- l'espace entre le dispositif de guidage et de rail (X).
- une variation dimensionnelle (raisonnable)
- l'usage des galets et des rails (y)

$$\alpha = \alpha_f + \alpha_v + \alpha_0 \leq 0.015 \text{ rad}$$

Angles α_i	Valeurs minimales de α_i
$\alpha_f = \frac{0.75X}{a_{ext}}$	$0.75x \geq 10\text{mm}$ pour des flasques de galets de guidage
$\alpha_v = \frac{y}{a_{ext}}$	$y \geq 0.10b$ en mm pour des flasques de galets porteurs
α_0	$\alpha_0 = 0.001$

Tableau VI.7 Tableau de définition de $\alpha_f, \alpha_v, \alpha_0$

Où:

- a_{ext} : est la distance longitudinale entre les dispositifs de guidage extérieur ou les flasques de galets porteurs sur les rails de guidage.
- b : est la largeur de la tête du rail.
- X : est le gabarit entre le rail et le dispositif de guidage (glissement latéral).
- y : est l'usage du rail et le dispositif de guidage.
- α_0 : est la tolérance angulaire entre la direction du rail et celle des galets.

Donc :

$$\alpha_f = \frac{0.75X}{a_{ext}} = \alpha_f = \frac{10}{4000} = 0.0025 \text{ rad}$$

$$\alpha_v = \frac{y}{a_{ext}} = \frac{0.1 \cdot 55}{4000} = 0.01375 \text{ rad}$$

$$\alpha_0 = 0.001$$

$$\alpha = \alpha_f + \alpha_v + \alpha_0 = 0.003 + 0.002 + 0.001 = 0.004875$$

$$\alpha = 0.004875 \leq 0.015 \text{ rad} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$f = 0.3 \cdot (1 - \exp(-250 \cdot \alpha))$$

$$f = 0.3 \cdot (1 - \exp(-250 \cdot 0.006)) = 0.21$$

$$f = 0.21 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$f = 0,21$

$n = 2$ (deux paires de galets) , $m = 0$

$j = 1 \rightarrow e_1 = 0$, $j = 2 \rightarrow e_2 = 4$

e_j	$\lambda_{s,1,j,l}$	$\lambda_{s,2,j,l}$	$\lambda_{s,1,j,T}$	$\lambda_{s,2,j,T}$
$e_1 = 0 \text{ m}$	0	0	0,125	0,375
$e_2 = 4 \text{ m}$	0	0	0	0

Donc :

e_j	$H_{s,1,j,l}$	$H_{s,2,j,l}$	$H_{s,1,j,T}$	$H_{s,2,j,T}$
$e_1=0$ m	0	0	6,23	18,70
$e_2=4$ m	0	0	0	0

Tableau VI.8 : les charges horizontales $H_{s,i,j,L}$ et $H_{s,i,j,T}$

$$S=0,3 \times 0,5 \times 237,49 = 35,62$$

donc **S= 35,62 KN**

VI.4 Dimensionnement de la poutre de roulement (PDR) :

- Travée de $l = 6$ m (sur deux appuis simple)

- Travée de $l = 6$ m (sur deux appuis simple)

➤ **Condition de la flèche**

a) **flèche verticale :**

La flèche admissible : $\delta_{adm} = \frac{l}{600} = 1$ cm La flèche maximale: δ_v Avec: $\delta_v \leq \delta_{adm}$

$$\delta_v = \frac{Qr_{max} \cdot (L)^3}{24EI_y} \cdot \left(\frac{3a}{L} - \frac{4a^3}{L^3} \right) \leq \frac{L}{600} \cdot D \text{ où } I_y \geq 36202,22 \text{ cm}^4$$

Donc on adoptera un **HEA400** dont les caractéristiques sont les suivants :

HEA400	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{ely} cm ³	W_{elz} cm ³	t_f mm	A cm	P Kg/m	h mm	b mm	t_w mm
	45069,4	8563,1	2311,3	570,9	19	159,0	124,8	390	300	11

Tableau- IV-8 : Caractéristiques du profilé HEA400

b) **choix du rail :** Pour ponts roulants et engins de levage, on choisit des **rail A55**.

h_r (mm)	P(kg/m)	I_y cm ⁴	A (cm ²)	W_{ely} (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_{elz} (cm ³)
65	31.8	178	40.5	68.5	337	44.9

Tableau- IV-9 :Caractéristiques du profilé rail A55.

VI.4.1 Les charges totales supportant par la PDR:

Poids propre de la PDR: HEA400 $G_{pdr} = 124,8$ dan/m

Poids du rail A55 $G_r = 31.8$ dan/m

Dévers $G_1 = 10\% G_{pdr}$ du profil HEA360 $= \frac{10 \times 124,8}{100} = 12,48$ dan/m

$$G_{tot} = G_{pdr} + G_r + G_1 = 124,8 + 31,8 + 12,48$$

$$G_{tot} = 183.44 \text{ dan/m}$$

VI.4.1.2 Vérification aux états limites de services :

La vérification de la flèche est faite suivant les deux direction verticales et horizontales .

VI.4.1.2.1 Vérification de la flèche verticale pour HEA400:

Charge répartie :

$$f_{1max} = \frac{5 \times G_{tot} \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 1834.4 \times 10^{-3} \times (6000)^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 45069.4 \times 10^4} \rightarrow F_{1max} = 0.32 \text{ mm}$$

Charge roulante: $Q_{r,max} I_y$

$$f_{2max} = \frac{Q_{rmax} \times (L)^3}{24 E I_y} \times \left(\frac{3a}{L} - \frac{4a^3}{L^3} \right)$$

$$f_{2max} = \frac{Q_{rmax} \times a}{24 E I_y} \times (3L^2 - 4a^2) = \frac{103,67 \times 10^3 \times 4000}{24 \times 21 \times 10^4 \times 45069.4 \times 10^4} \times (3(6000)^2 - 4(4000)^2)$$

$$\rightarrow f_{2max} = 8.03 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_{1max} + f_{2max} = 0.32 + 8.03 = 8.35 \leq f_{adm} = 10 \dots \dots \dots \text{Donc la condition est vérifiée}$$

VI. 4.1.2.2 Vérification de la flèche horizontales pour la PDR :

Avec : $H_{s,2,1,T} = 18,70 \text{ KN}$

$$f_h = \frac{H_{s,2,1,T} \times (L)^3}{48 E I_{z,s}} I_{z,semelle,sup} = \frac{t f \times b^3}{12} = \frac{19 \times (300)^3}{12} = 4275 \text{ cm}^4$$

$$f_h = \frac{18.70 \times 10^3 \times (6000)^3}{48 \times 21 \times 10^4 \times 4275 \times 10^4} \rightarrow f_h = 9,37 \text{ mm}$$

$$f_h \leq \frac{L}{600} = 10 \text{ mm} \rightarrow \dots \dots \dots \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

VI 5 Vérification aux états limites ultime de la poutre de roulement:**VI.5.1 Vérification sous charge verticale:****a) Vérification à l'état limite ultime (flexion)**

Il faut vérifier que : $M_{ysd} < M_{crd}$

$$M_{crd} = W_{ely} \times f_y / \gamma_{M0} = 2311.3 \times 10^3 \times 235 / 1.1 = 493.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{crd} = 493.77 \text{ KN.m}$$

➤ Moment maximales dû à ($Q_{r,max}$):

$$M_{max} = Q_{r,max} \times L/4$$

$$\rightarrow M_{max1} = 103,67 \times 6/4 = 155,505 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment maximal dû au poids propre (PDR+RAIL)**

$$G_{Total} = 183.44 \text{ dan/m}$$

$$M_{max2} = \frac{G_{tot} \times l^2}{8} = \frac{183.44 \times 6^2}{8} = 825.48 \text{ daN.m}$$

➤ **Le moment Max pondéré soit:**

$$M_{max} = M_{ysd} = 1,5 \times M_{max1} + 1,35 M_{max2}$$

$$M_{max} = 1,5 \times 155,505 + 1,35 \times 8,2548 = 244,40 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_{ysd} = 244.401 \text{ KN.m} < M_{crd} = 493.77 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

b) Vérification de l'effort tranchant:

La résistance ultime au cisaillement est donnée par:

$$V_{pl Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{avec } A_{vz} = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f = 5735 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow V_{pl Rd} = 706,755 \text{ KN}$$

$$V_{sd,1} = Q_{r,max} + Q_{r,max} \times (l - a) / l$$

$$V_{sd,1} = 103,67 + 103,67 \times (6 - 4) / 6$$

$$\rightarrow V_{sd,1} = 138,22 \text{ KN}$$

$$V_{sd,2} = G_{total} \times l / 4$$

$$V_{sd,2} = 183,44 \times 6 / 4$$

$$\rightarrow V_{sd,2} = 2,75 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_{sd,utl} = 1,5 V_{sd,1} + 1,35 V_{sd,2}$$

$$V_{sd,utl} = (1,5 \times 138,22) + (1,35 \times 2,75) = 211,04 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } V_{sd,utl} = 211,04 \text{ KN} < V_{pl Rd} = 706,755 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

/

VI.5 .2 Vérification sous charge horizontales :

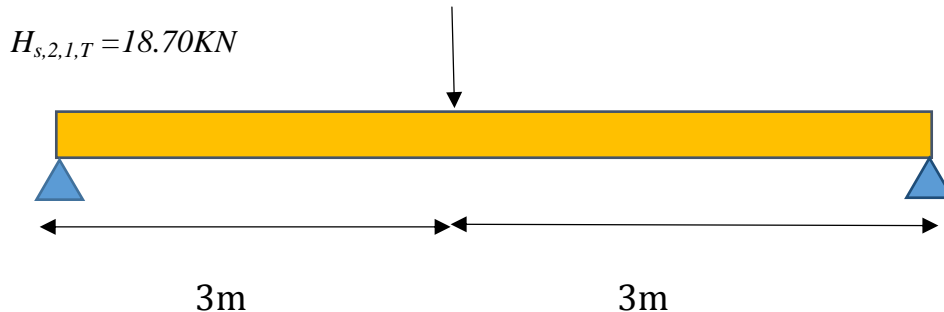
a) Vérification à l'état limite ultime (flexion) :

Il faut vérifier que : $M_{zsd} < M_{crd}$

$$M_{crd} = M_{elz,rd} = w_{elz} \times f_y / \gamma_{m0} = (570.9 \times 10^3 \times 235 / 1.1 = 121.96 \text{ KN.m})$$

$$M_{crd} = 121.96 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment maximal dû à ($H_{s,2,1,T}$) $H_{s,2,1,T} = 18.70 \text{ KN}$**



$$M_{max} = H_{s,2,1,T} \times L/2$$

$$M_{max} = 18,70 \times 6/2 = 56,1 \text{ KN.m}$$

D'où : $M_{sd} = 56.1 \text{ Kn} < M_{crd} = 121.96 \text{ KN.m}$

b) Vérification de l'effort tranchant:

La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} \text{ avec } A_{vz} = b \times t_f = 5700 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 703,05 \text{ KN}$$

On calcule $V_{sd,utl}$

$$V_{sd,1} = H_{s,2,1,T} + H_{s,2,1,T} \times (l - a)/l$$

$$V_{sd,1} = 18,70 + 18,70 \times 2/6 = 24,93 \text{ KN}$$

$$V_{sd,2} = G_{total} \times l/4$$

$$V_{sd,2} = 183,44 \times 6/4 = 2,75 \text{ KN}$$

$$V_{sd,utl} = 1,5V_{sd,1} + 1,35V_{sd,2}$$

$$V_{sd,utl} = (1,5 \times 24,93) + (1,35 \times 2,75) = 41,107 \text{ KN}$$

Donc $V_{sd,utl} = 41,107 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 703,05 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifié}$

VI 5.3 Vérification sous charges horizontales et verticales (flexion bi-axiale) :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{elz,rd}} \right)^2 + \frac{M_{sdz}}{M_{elz,rd}} \leq 1$$

$$\left(\frac{244.4}{493.77}\right)^2 + \left(\frac{56.1}{121.96}\right) = 0.705 < 1$$

D'où la flexion bi-axiale provoquée par les actions verticales et les actions horizontales latérales est vérifiée.

VI. 5.4 Résistance de l'âme aux charges des galets:

a) La résistance à l'écrasement (Eurocode 3 page 203)

$$\text{On a : } R_{yr,d} = S_y \times t_w \times f_{yw} / \gamma_{M1}$$

$$S_y = 2(h_R + t_f) [1 - (\gamma_{M0} \times \sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2]^{0.5}$$

h_R : la hauteur de rail = 65mm

$$t_f = 19 \text{ mm}$$

Avec $\sigma_{f,Ed}$ la longitudinale dans la semelle contrainte.

$$\sigma_{f,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{ely}} = \frac{244401 \times 10^3}{2311.3 \times 10^3} = 105,74 \text{ N/mm}^2$$

$$S_y = 2(65 + 17.5) [1 - (1.1 \times 105,74 / 235)^2]^{0.5} = 143,37 \text{ mm}$$

$$R_{yr,d} = 143,37 \times 11 \times 235 / 1,1$$

$$R_{yr,d} = 336,92 \text{ KN}$$

D'où :

$$R_{yr,d} = 336,92 \text{ KN} > M_{y,Ed} = 244.401 \text{ KN}$$

b) La résistance à l'enfoncement local:

$$R_{a,rd} = 0.5 \times t_w^2 [E \times f_{yw}]^{0.5} \times [(t_f / t_w)^{0.5} + 3(t_w / t_f)(S_s / d)] / \gamma_{m1}$$

$$R_{a,rd} = 0.5 \times 11^2 [21.10^4 \times 235]^{0.5} \times [(19/11)^{0.5} + 3(11/19)(80,63/298)] / 1.1$$

Avec : $S_s = 80,63 \text{ mm}$ D'après le tableau des profilés

$$\text{Donc: } R_{a,rd} = 68936.42 \text{ daN.}$$

$$\text{On a : } M_{sd} = \frac{R * L^2}{8} = \frac{10367 * 6^2}{8} = 46651.5 \text{ daN.m}$$

$$\text{Et : } M_{cRd} = M_{pl,Rd} = W_{ely} \times f_y / \gamma_{m0} = 49377.77 \text{ daN.m}$$

Donc:

$$1) F_{sd} = 1870 \text{ daN} < R_{a,rd} = 68936.42 \text{ daN} \dots \text{OK}$$

$$2) M_{sd} = 46651.5 \text{ daN.m} < M_{cRd} = 49377.77 \text{ daN.m} \dots \text{OK}$$

$$3) \frac{F_{sd}}{R_{a,rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{cRd}} = \frac{1870}{68936.42} + \frac{46651.5}{49377.77} = 0.971 < 1.5 \dots \text{OK}$$

VI. 5.5 Résistance au voilement :

Il faut vérifier que si : $\frac{d}{tw} > 69\epsilon$ (risque de voilement)

Avec: $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 .$

D'où : $\frac{d}{tw} = \frac{298}{11} = 27.09 < 69\epsilon = 69 \times 1 = 69$

$\frac{d}{tw} = 27.09 < 69\epsilon = 69$ OK Donc pas de risque de voilement

VI.5.6 Résistance au Déversement :

Le moment résistant du déversement est donné par :

$$M_{b,rd} = \frac{x_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ section de classe I

x_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement obtenue par le tableau 5.5.2 EC3

Avec : $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}$ et $\chi = \chi_{lt}$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5}$$

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

$C_1 = 1.46$ $C_2 = 0.43$, $K = 1$ $K_w = 1$ $Z_g = Z_a - Z_s = \frac{h}{2} - 0 = 195 \text{mm}$, $l = 6 \text{m}$

$I_w = 2942000 \text{ cm}^6$ (d'après le tableau des profilés)

$G = 84000 \text{ N/mm}^2$, $I_w = 2942000 \text{ cm}^6$

Donc le moment est $M_{cr} = 1019.79 \text{ KN.m}$.

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = 0.72$$

$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha (\lambda L \bar{T} - 0.2) + \lambda L \bar{T}^2] = 0.76$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]} = 1.22$$

$M_{b,rd} = 60240.88 \text{ daN.m}$

$M_{b,rd} = 29891.82 \text{ daN.m} \geq M_{ysd} = 24440.1 \text{ daN.m}$ OK

VI.6 La fatigue :

VI.6.1 Exigence relative à l'évaluation de la fatigue

(1) Il convient d'effectuer une évaluation à la fatigue conforme à l'EN 1993-1-9 pour toutes les zones critiques.

(2) Il n'est pas nécessaire d'effectuer une évaluation à la fatigue pour les chemins de roulement si le nombre de cycles à plus de 50 % de la pleine charge utile n'excède pas C_0 .

NOTE La valeur numérique de C_0 peut être définie dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée est 10^4 .

(3) Une évaluation à la fatigue n'est généralement requise que pour les composants du chemin de roulement qui sont soumis à des variations de contrainte dues aux charges verticales de pont roulant.

NOTE Les variations de contrainte par rapport aux charges de pont roulant horizontales sont généralement négligeables.

Toutefois, dans certains cas, les dispositifs d'appui horizontaux peuvent être soumis à une fatigue provoquée par les charges de pont roulant latérales. De même, pour certains types de chemins de roulement et de fonctionnement du pont roulant, la fatigue peut être le résultat d'actions d'accélération et de freinage multiples.

VI.6.2 Vérification à la fatigue :

On doit vérifier la condition de [l'EC3 P9 : (8.3)] :

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0$$

Avec : $\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E2} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$ (EC3-P9 : 8(2))

$\Delta \sigma_{E2} = \lambda \cdot \Phi_{fat} \cdot \Delta \sigma_P$ (EC3-P6 : 9.4.1(4))

$\gamma_{Ff} = 1,0$ (EC3-P6 : 9.3(1))

$\gamma_{Mf} = 1,15$ (EC3-P9 : Tableau 3.1)

Les valeurs λ peuvent être prises dans le (Tableau 2.12 de l'EC1 P3) selon la classification de l'appareil de levage, notre cas le pont roulant est classifié dans la classe S_3 .

$\lambda = 0.397$ pour les contraintes normales

$\lambda = 0.575$ pour les contraintes de cisaillement

Le coefficient d'impact dynamique équivalent de détérioration φ_{fat} dans des conditions normales peut être pris

Égal à : $\varphi_{fat} = 1.1$ (EC1-P3 : 2.12.1(7))

(4) La charge de fatigue peut être spécifiée comme suit :

$Q_{ei} = \varphi_{fat} \times \lambda_i \times Q_{max,i} \dots$ (EC1-P3: (2.16))

où :

$Q_{\max,i}$ est la valeur maximale de la charge caractéristique verticale du galet i ;

- Pour contraintes normal
 $Q_{ei} = 1.1 \times 0.397 \times 89,51 = 39.08 \text{KN}$
- Pour contraintes de cisaillement
- $Q_{ei} = 1.1 \times 0.575 \times 89.51 = 56.61 \text{KN}$

- **Verification de section transversal**

a) le moment sollicitant sous G_{tot} :

$$M_{y,G} = \frac{G_{\text{tot}} \times l^2}{8} = \frac{183.44 \times 6^2}{8} = 8.25 \text{KN.m}$$

b) moment max et min sollicitant sous la charge roulant :

$$M_{y,\max} = \frac{PL}{4} \rightarrow M_{y,\max} = \frac{89,51 \times 6}{4} = 134.26 \text{KN.m}$$

$$M_{y,\min} = 0 \text{KN.m}$$

- **Contrainte normal à la semelle supérieure :**

Catégorie de détail 80mpA

$$\Delta\sigma_{E2} = \max\sigma_x - \min\sigma_x$$

$$\max\sigma_x = \frac{M_{y,\max} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{134.26 + 8.25}{2311,3} = 6.16 \text{KN/cm}^2$$

$$\min\sigma_x = \frac{M_{y,\min} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{0 + 8,25}{2311,3} = 0.356 \text{KN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 6.16 - 0.356 = 5.80 \text{KN/cm}^2$$

On la condition suivant :

$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \rightarrow \Delta\sigma_C \geq \gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} * \gamma_{Mf}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_C \geq 1 * 5.80 * 1.15 = 6.67 \text{KN/cm}^2$$

$\Delta\sigma_C$ Valeur de référence de la résistance à la fatigue à $NC = 2$ millions de cycles

Les Tableaux 8.1 à 8.9 de l'EC3 Partie1-9 stipulent pour certains détails que les étendues de contrainte soient basées sur les contraintes principales.

Catégorie de détail :

La désignation numérique attribuée à un détail constructif particulier pour une direction donnée de contraintes afin d'indiquer la courbe de résistance à la fatigue à appliquer pour évaluer sa résistance (ce nombre correspond à la résistance de référence à la fatigue $\Delta\sigma_C$ en N/mm²)

Calcul de $\Delta\sigma_C$:

Avec $\Delta\sigma_C = \frac{8}{1.15} = 6.95 \text{KN/cm}^2$

$\Rightarrow \Delta\sigma_C = 6.95 \text{KN/cm}^2 > 6.67 \text{KN/cm}^2$ c'est vérifié.

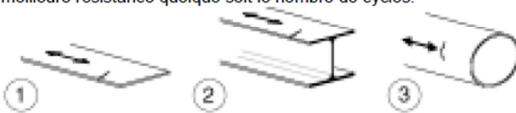
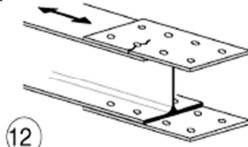
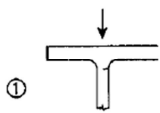

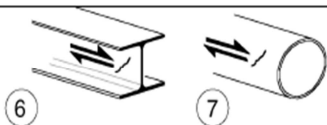
catégorie	détail constructif	Description	Exigences
160	<p>NOTE La courbe de résistance à la fatigue associée à la catégorie 160 est la plus haute. Aucun détail ne peut atteindre une meilleure résistance quelque soit le nombre de cycles.</p> 	<p><u>Produits laminés et extrudés :</u></p> <p>1) Plaques et larges plats. 2) Profilés laminés. 3) Tubes sans soudure, soit rectangulaires soit circulaires.</p>	<p><u>Détails 1) à 3) :</u></p> <p>Arêtes vives, défauts de surface et de laminage améliorés par meulage jusqu'à élimination et réalisation d'une transition régulière.</p>
80		<p>12) Assemblages à simple recouvrement avec boulons calibrés. 12) Assemblages à simple recouvrement avec boulons non précontraints injectés.</p>	<p>12) ... section nette.. 12) ... section nette..</p>
160		<p>1) Sections laminées en I ou H.</p>	<p>1) Etendue de contrainte verticale de compression $\Delta\sigma_{vert}$ dans l'âme due aux charges roulantes.</p>
125		<p><u>Soudures longitudinales continues :</u></p> <p>1) Soudure automatique pleine pénétration exécutée des deux côtés ; 2) Soudure d'angle automatique; extrémités des plats de renfort vérifiées selon le détail 6) ou 7) du Tableau 8.5.</p>	<p><u>Détails 1) et 2) :</u></p> <p>Aucun arrêt/reprise n'est admis sauf si la réparation est exécutée par un spécialiste et l'exécution correcte de la réparation contrôlée par inspection.</p>
100		<p>6) et 7) : Produits laminés et extrudés, comme les détails 1), 2), 3).</p>	<p>Détails 6) et 7) :</p> <p>$\Delta\tau$ calculé à partir de : $\tau = \frac{VS(t)}{It}$</p>

Tableau VI-7 certaines catégories de détails avec leurs descriptions

- **Contrainte normal à la semelle inférieure :**

Catégorie de détail 125mpA

$$\Delta\sigma_{E2} = \max\sigma_x - \min\sigma_x$$

$$\max\sigma_x = \frac{M_{y\max} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{134.26 + 8.25}{2311,3} = 6.16 \text{ KN/cm}^2$$

$$\min\sigma_x = \frac{M_{y\min} + M_{y,G}}{W_{ely}} = \frac{0 + 8,25}{2311,3} = 0.356 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 6.16 - 0.356 = 5.80 \text{ KN/cm}^2$$

On la condition suivant :

$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \rightarrow \Delta\sigma_C \geq \gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} * \gamma_{Mf}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_C \geq 1 * 5.80 * 1.15 = 6,67 \text{ KN/cm}^2$$

Calcul de $\Delta\sigma_C$:

$$\text{Avec } \Delta\sigma_C = \frac{12.5}{1.15} = 10.86 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_C = 10.86 \text{ KN/cm}^2 > 6.67 \text{ KN/cm}^2 \text{ c'est vérifié.}$$

- **Vérification de l'âme**

a) Cisaillement de l'âme :

Sous le poids propre :

$$V_{sdz} = \frac{G_{tot} \times 6}{2} = 5.50 \text{ KN}$$

$$\tau_{xz} \approx 0 \text{ KN/cm}^2$$

Sous la charge roulante :

$$\max V_z = Q_{r,\max} + \frac{Q_{r,\max} \times 2}{L}$$

$$= 89.51 + \frac{89.51 \times 2}{6} = 119.34 \text{ KN}$$

$$\min V_z = -4 * \frac{Q_{r,\max}}{L} = -59.67 \text{ KN}$$

$$\max \tau_{xz} = \frac{\max V_z}{A_w} = \frac{\max V_z}{d_w \times t_w} = \frac{119.34}{29.8 \times 1.9} = 2.10 \text{ KN/cm}^2$$

$$\min \tau_{xz} = \frac{\min V_z}{A_w} = \frac{-59.67}{29.8 \times 1.9} = -1.05 \text{ KN/cm}^2$$

b) Contraintes de compression locales exercées dans l'âme :

$$\sigma_{zEd} = \frac{F_{zd}}{l_{eff} \times t_w} \quad (\text{EC3.P6 :5.4.2})$$

$$I_{rf} = I_r + I_{f,eff};$$

$$I_{f,eff} = \frac{t_f^3 \times b_{eff}}{12};$$

$$b_{eff} = b_{fr} + d_r;$$

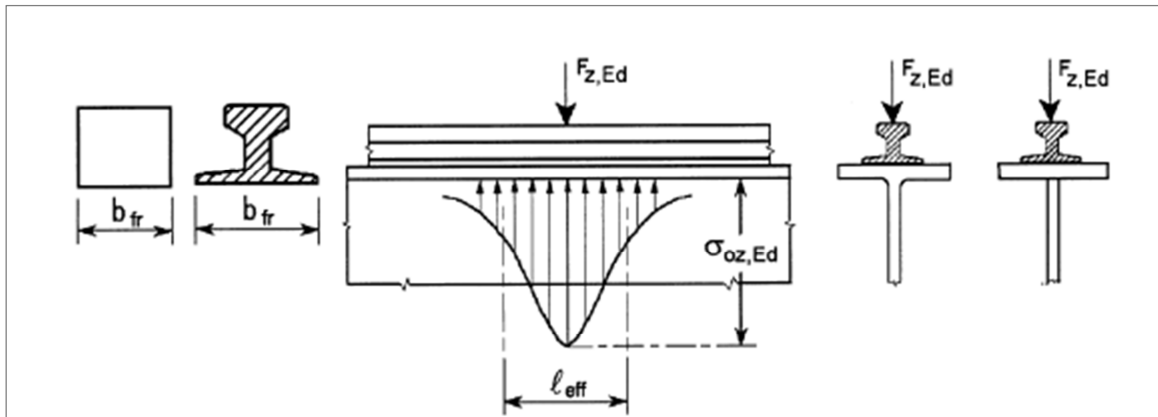


Figure VI.9 : longueur chargée efficace

$$d_r = h_{rail} + t_f + r = 65 + 19 + 27 = 111 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_{rail} + d_r = 150 + 111 = 261 \text{ mm} < b = 280 \text{ mm}$$

$$I_{f,eff} = \frac{t_f^3 \times b_{eff}}{12} = \frac{1.9^3 \times 26.1}{12} = 14.91 \text{ cm}^4$$

I_r : Moment d'inertie de flexion du rail de pont roulant selon son axe neutre horizontal, en prenant l'usure en compte, comme indiqué en article 5.3.3(3).EC3P6 $\Rightarrow I_r = I_r - 25\%$ ($I_r = 133.5 \text{ cm}^4$)

$$I_{rf} = I_r + I_{f,eff} = 133.5 + 14.91 = 148.41 \text{ cm}^4$$

$$l_{eff} = 3,25 \cdot [I_{rf} / t_w]^{1/3}$$

$$l_{eff} = 3,25 \cdot [148.41 / 1.9]^{1/3} = 13.69 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F_{zd}}{l_{eff} \times t_w} = \frac{56.61}{13.69 \times 1.9} = 2.17 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{EC3- P6: 7.5.2 (1)})$$

$$\sigma_{\parallel} = 0.2 \cdot \sigma_{\perp} = 0.2 \times 2.17 = 0.43 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\max \tau_{\parallel} = 2.10 + 0.43 = 2.53 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\min \tau_{//} = -1.05 - 0.43 = -1.48 \frac{KN}{cm^2}$$

$$\Delta \tau_{E2} = 2.53 - (-1.48) = 4.01 \frac{KN}{cm^2}$$

Calcul de $\Delta \tau_c$:

$\Delta \tau_c$ Valeur de référence de la résistance à la fatigue à $NC = 2$ millions de cycles

$$\text{Avec } \Delta \tau_c = \frac{10}{1.15} = 8.69 \text{KN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_c = 8.69 \text{N/cm}^2 > \Delta \tau_{E2} = 4.01 \text{KN/cm}^2 \text{ c'est vérifiée.}$$

- **Contraintes locales provoquées dans l'âme par l'excentrement des charges des galets appliquées par l'intermédiaire d'un rail**

(1) Pour une évaluation de la fatigue, il convient de déterminer la contrainte de flexion provoquée dans une âme raidie par l'excentrement des charges des galets appliquées par l'intermédiaire d'un rail (voir Figure 5). Il peut être tenu compte de la torsion de la semelle supérieure entre raidisseurs d'âme transversaux (EC3P6 :5.6.3).

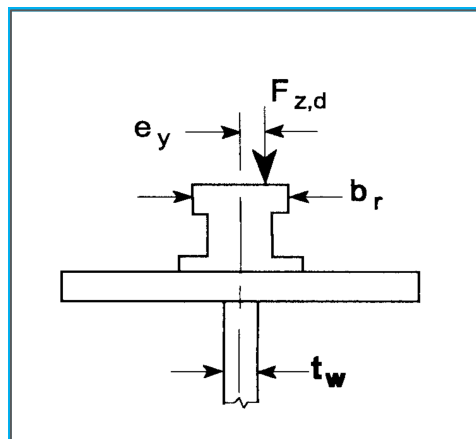


Figure VI.14 : torsion de la semelle supérieure

Les efforts locaux dans l'âme à la flexion :

$$T_{sd} = F_{sd} = F_{z,d} \cdot e_y \quad (\text{EC3P6 :5.6.3. (2)}).$$

$$e_y = 0.25 \times b_r; \quad \text{Mais } e_y \geq 0.5 t_w = 0.5 \times 19 = 9.5 \text{mm}$$

Où :

b_r largeur du boudin du rail ;

t_w épaisseur de l'âme de la poutre.

$$e_y = 0.25 \times b_r = 0.25 \times 55 = 13.75 \text{mm} = 0.01375 \text{m}$$

$$T_{sd} = F_{sd} = F_{z,d} \cdot e_y = 0.01375 \times 56.61 = 0.77 \text{ KN.m}$$

Contrainte de flexion provoquée dans l'âme $\sigma_{T,Ed}$:

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6T_{sd}}{at_w^2} \cdot \eta \cdot \tanh(\eta) \quad (\text{EC - P 6 : 5.6.3 (4)})$$

$$\eta = \left[\frac{0.75 a t_w^3}{I_t} \cdot \frac{\sinh^2(\pi d_w / a)}{\sinh(2\pi d_w / a) - 2\pi d_w / a} \right]^{0.5}$$

$$a = 600 \text{ cm}$$

$$d_w = 30 - 2 \times 1.9 = 26.2 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.1 \text{ cm}$$

$$I_t = \frac{1}{3} * 30 * 1.3^3 = 68.59 \text{ cm}^4$$

$$\eta = \left[\frac{0.75 \times 600 \times 1.1^3}{68.59} \times \frac{\sinh^2(\pi \times \frac{26.2}{600})}{\sinh(2 \times \pi \times \frac{26.2}{600}) - 2 \times \pi \times 26.2 / 600} \right]^{0.5} = 0.98$$

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6T_{sd}}{at_w^2} \cdot \eta \cdot \tanh(\eta)$$

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 \times 0.77 \times 100}{600 \times 1.1^2} \cdot 0.98 \cdot \tanh(0.98) = 0.46 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{T,Ed \text{ max}} = 0.46 + 0.46 = 0.93 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{T,Ed \text{ min}} = 3.241 - 3.241 = 0 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\rightarrow \max \Delta \sigma_{TE} = 0.98 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta \sigma_c = \frac{16.0}{1.25} = 12.5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta \sigma_E < \Delta \sigma_c$$

- **Interaction entre effort tranchant et la contrainte dans l'âme :**

$$\left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}} \right]^3 + \left[\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}}} \right]^5 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{1 \times 0,98}{\frac{16}{1,15}} \right)^3 + \left(\frac{1 \times 4,01}{\frac{10}{1,15}} \right)^5 = 0,02 < 1$$

• **Pré-dimensionnement du support du chemin de roulement**

Le chemin de roulement est supporté par une console qui est sollicitée par les Efforts suivant :

- 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 :

$$M_{sdy} \leq M_{r dy} = W_{ely} \times f_y / \gamma_{m0} \Rightarrow W_{ely} \geq \frac{M_{sdy} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Où :

M_{sdy} : moment qui sollicite la console.

$$M_{sdy} = (F \times 0,4)$$

F : l'effort tranchant sur la console obtenue Lorsque l'un des galets est au voisinage de l'appui.

$$F = V_{sd \max} = 211,04 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_{sdy} = 211,04 \times 0,4 = 84,416 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$W_{ely} \geq \frac{M_{sdy} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{84,41 \times 1,1 \times 10^2}{23,5}$$

$$W_{el} \geq 395,13 \text{ cm}^3$$

On adapte **IPE270** comme un console (corbeau)

Pour le chemin de roulement.

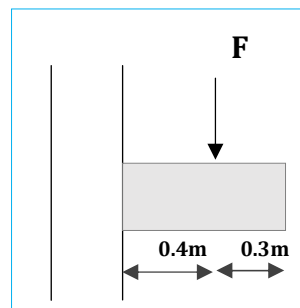


Figure VI.15 : le console

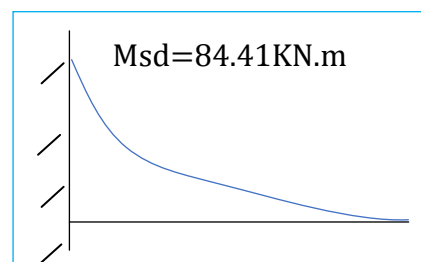


Figure VI.16 : le moment maximal.

- **Vérification à l'effort tranchant :**

La condition à vérifier $V_{sd} < V_{rd}$

$V_{sd} = 211.04 \text{ kN}$;

$$V_{rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{avec } A_{vz} = 22.1 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = \frac{13.21 \times 23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 299.84 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 211.04 \text{ kN} < V_{rd} = 299.84 \text{ kN}$

VI.6.3 Conclusion

Les chemins de roulement sont sollicités par des charges fortes, généralement concentriques et mobiles. Le profil HEA400 résiste aux différentes charges roulantes verticales, et les charges horizontales, donc on l'adopte comme poutre de roulement.

VII ETUDE DES CONTREVENTEMENTS

VII.1 Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

VII.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture.

La poutre contreventée sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint les efforts d'entraînement.

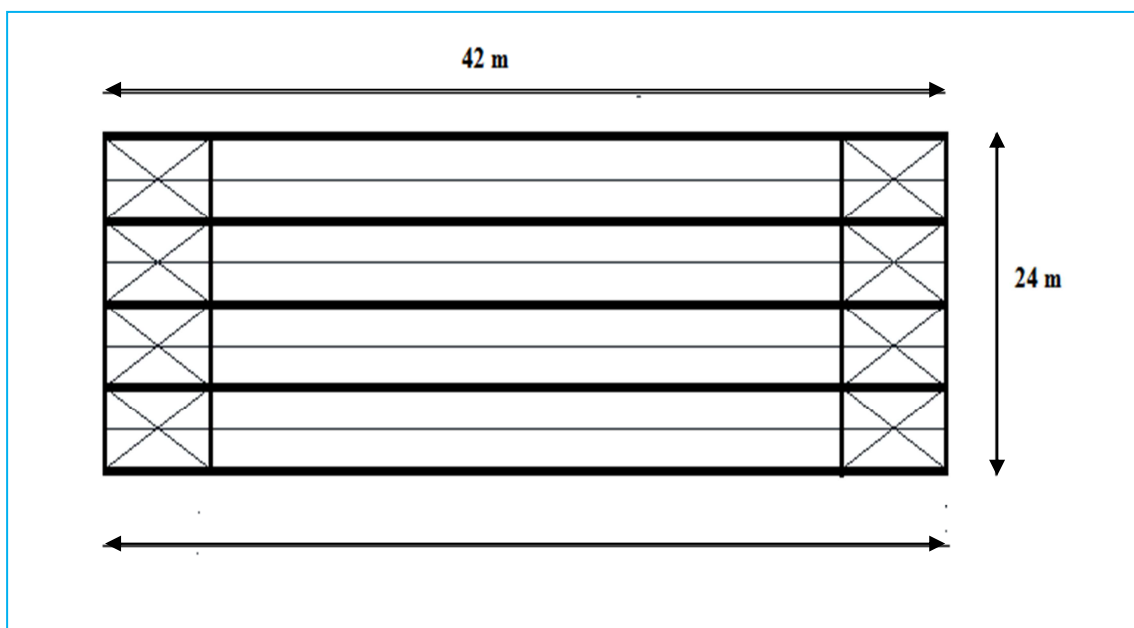


Figure VII.1 : Vue en plan de la poutre au vent

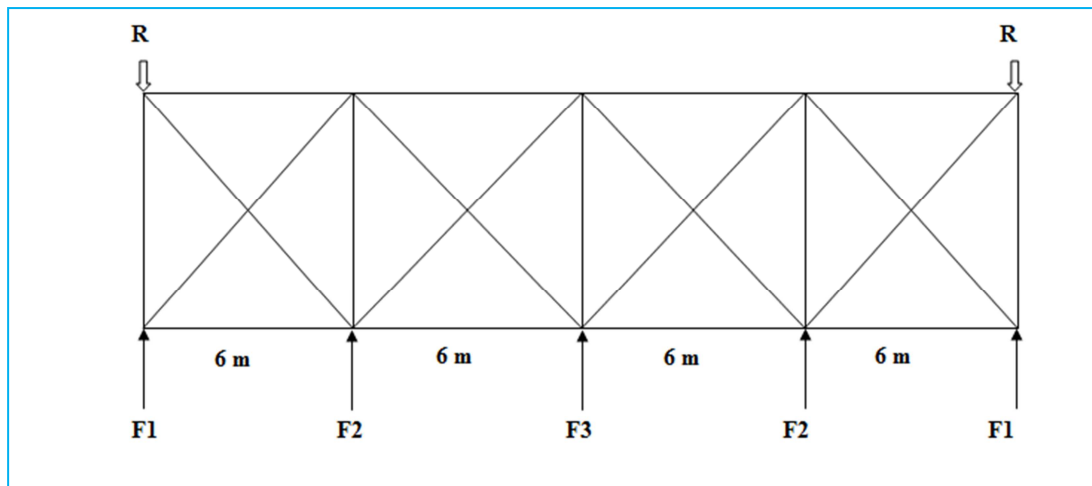


Figure VII.2 : Schéma statique de la poutre au vent

VII.2.1 Evaluation des efforts horizontaux :

On a:

- w_i : Vent extrême suivant le pignon $w_i = 1,059KN/m^2$.
- F_{fr} : Force de frottement sur les parois.
- Comme on a indiqué dans l'étude climatique nous avons une force de frottement.
 $F_{fr} = 25,35 KN$
- S_i : La surface sous le vent.
- $n = 5$: Nombre de nœuds au niveau de la toiture

$$F_i = 1,25 \times [1,5 [(W_i \cdot S_i) + \frac{F_{fr}}{n}]]$$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci dessous : **Tableau VII.1** : Les résultats de F_i

i	1	2	3
h_i (m)	8,2	8,85	9,5
L_i (m)	3	6	6
S_i (m ²)	12,78	26,55	27,525
$W \cdot S_i$ (KN)	13,53	28,11	29,14
$\frac{F_{fr}}{n}$ (KN)	5,07	5,07	5,07
F_i (KN)	34,875	62,21	64,14

VII.2.2 Calcul des réactions :

$$R_A = R_B = F_1 + F_2 + \frac{F_3}{2} = 129,15 \text{ KN}$$

Les valeurs des réactions et de forces exercées sur la poutre au vent sont présentées sur la figure suivante.

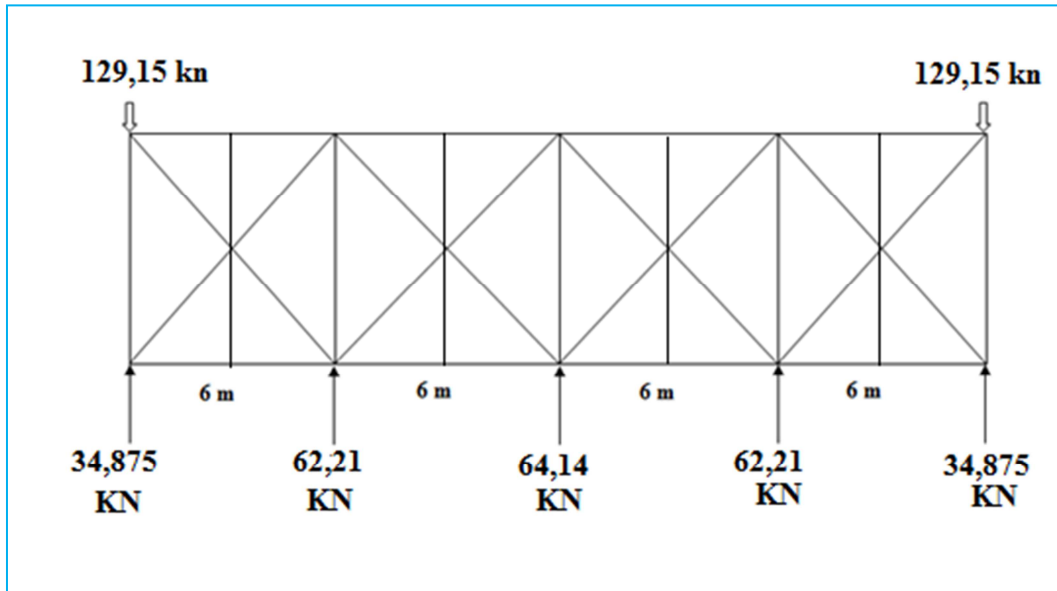


Figure VII.3 : valeurs des forces et réactions

IV.2.3 Calcul des efforts de traction dans les diagonales:

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort.

La diagonale la plus sollicitée en traction est celle proche de l'appui : α

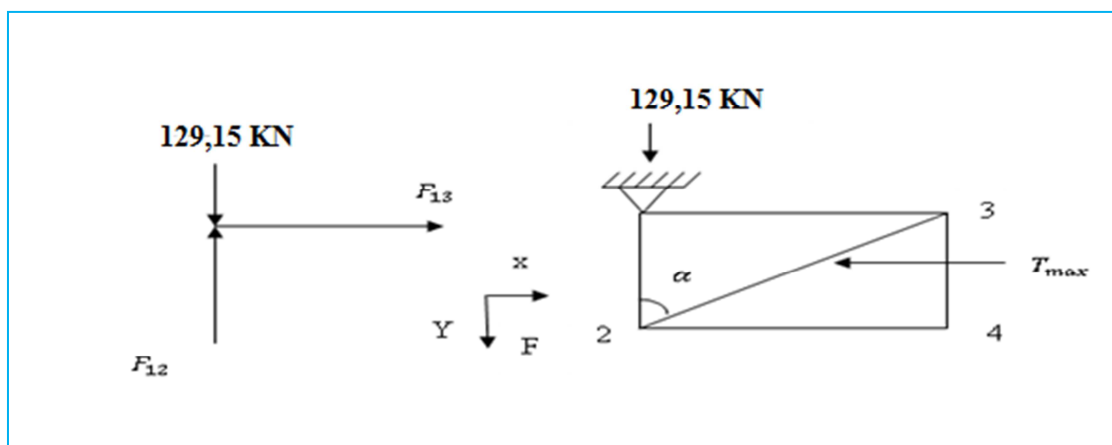


Figure VII.4 : Isolation du nœud 1

- Nœud (1)

$$\tan \alpha = \frac{6}{6} = 1 \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{12} = 129,15 \text{ KN}$$

- Nœud (2)

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 129,15 + 34,875 - F_{23} \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_{23} = \frac{129,15 + 34,875}{\cos 45} = 231,96 \text{ KN}$$

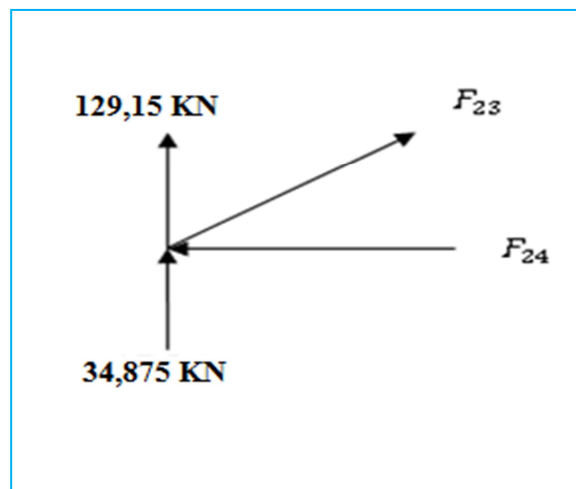


Figure VII.5 : Présentation des efforts sur le nœud 2

L'effort de traction max : $N_{t,sd} = 231,96 \text{ KN}$

VII.2.4 Calcul de la section brute A de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{231,96 \times 1}{23,5} = 9,87 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 9,87 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière : **L (80x 80x8)** $\Rightarrow A = 12,3 \text{ cm}^2$

VII.2.5 Calcul de la section nette :

$$A_{net} = A_{1+\xi} \cdot A_2$$

$$A_1 = (8 \cdot 0,8) - (1,6 \cdot 0,8) = 5,12 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (8 - 0,8) \cdot 0,8 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0,727$$

$$A_{\text{net}} = 5,12 + (0,727 \cdot 5,76) = 9,3 \text{ cm}^2$$

VII.2.6 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{u,Rd}}$$

$$N_{\text{u,Rd}} = \frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}},$$

$$N_{\text{u,Rd}} = \frac{0,9 \cdot 9,3 \cdot 36}{1,25} = 241,05 \text{ KN}$$

$$N_{\text{t,sd}} = 231,96 \text{ KN} < N_{\text{u,Rd}} = 241,05 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

Donc la cornière **L (80x 80 x8)** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

VII.3 Contreventement vertical du long-pan :

Les palées de stabilités sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis à-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

- Vent.
- Freinage des ponts roulants.
- Effets des séismes.
- Flambement et déversement.
- Force de frottements

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées en admettant qu'elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales tendues.

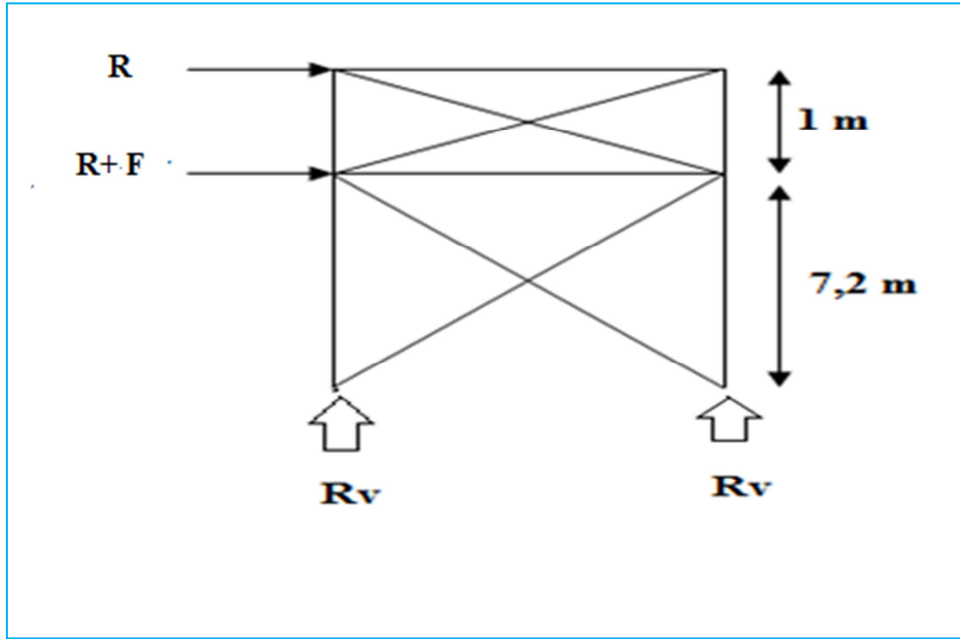


Figure VII.6 : schéma statique de la palée de stabilité en long pan

VII.3.1 Calcul de l'effort de traction dans la diagonale N_{tsd1}

On a:

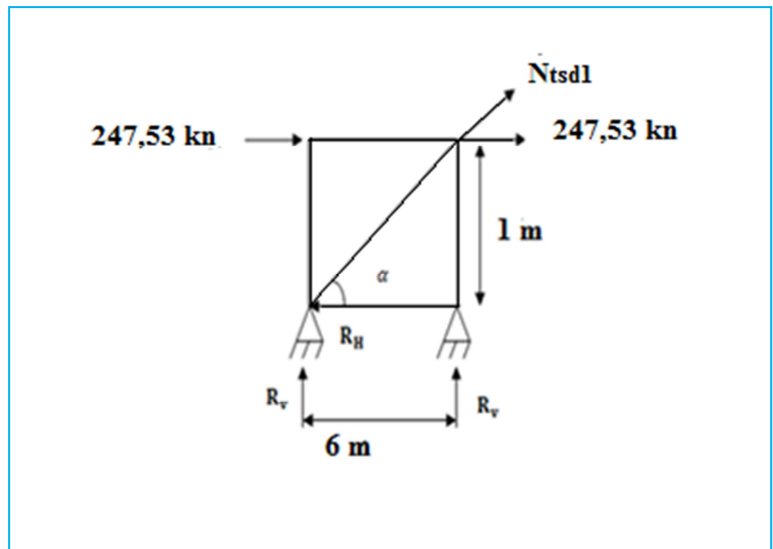
$$F = RA = 247,53 \text{ kN}$$

$$\tan \alpha = \frac{1,2}{6} \Rightarrow \alpha = \text{Arctg} \frac{1,2}{6}$$

$$\alpha = 11,31^\circ$$

$$N_{tsd1} = \frac{F}{\cos \alpha}$$

$$N_{tsd1} = \frac{247,53}{\cos(11,31)} = 252,24 \text{ kN}$$



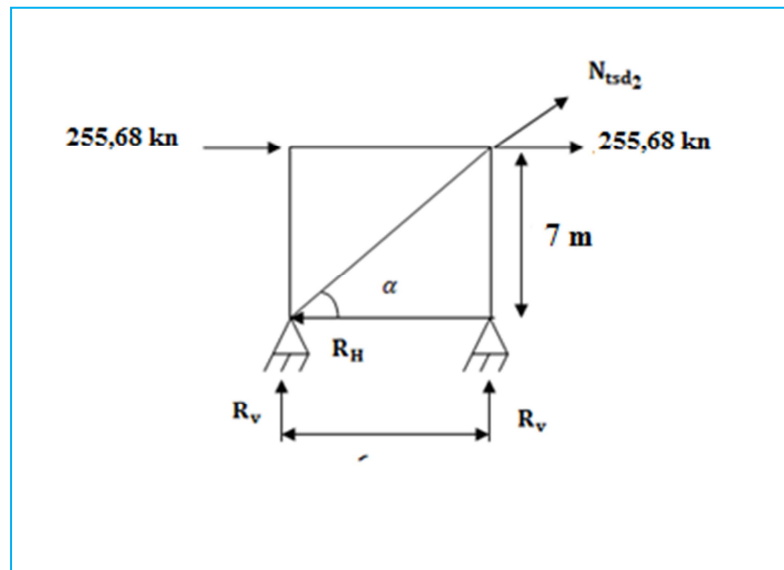
VII.3.2 Calcul de l'effort de traction dans la diagonale N_{tsd2}

On a:

$$HL = 8,15 \text{ kN}$$

$$\tan \alpha = \frac{7}{6} \Rightarrow \alpha = \text{Arctg} \frac{7}{6} = 49,93^\circ$$

$$\alpha = 49,39^\circ$$



$$N_{tsd2} = \frac{F}{\cos \alpha}$$

$$N_{tsd2} = \frac{8,15 + 247,53}{\cos(49,39)} = 340,90 \text{ kN}$$

Donc : $N_{tsd1} = 252,24 \text{ kN}$ et $N_{tsd2} = 340,90 \text{ kN}$ donc on prend $N_{sd} = 340,90 \text{ kN}$

VII.3.3 dimensionnement de la diagonale:

VII.3.3.1 Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{340,90 \times 1}{23,5} = 14,51 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 14,51 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière : L (90x 90 x 9) $\Rightarrow A = 15,5 \text{ cm}^2$

VII.3.3.2 Calcul de la section nette :

$$A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = (9 \cdot 0,9) - (1,6 \cdot 0,9) = 6,66 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (9 - 0,9) \cdot 0,9 = 7,29 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0,732$$

$$A_{\text{net}} = 6,66 + (0,732 \times 7,29) = 13,95 \text{cm}^2$$

VII.3.4 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{u.Rd}}$$

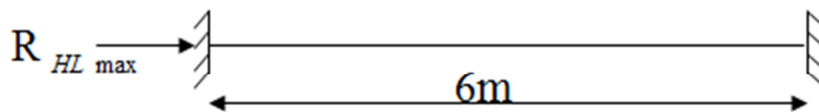
$$N_{\text{u.Rd}} = \frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{\text{m2}}}$$

$$N_{\text{u.Rd}} = \frac{0,9 \cdot 13,95 \cdot 36}{1,25} = 361,58 \text{kN}$$

$$N_{\text{t.sd}} = 340,90 \text{kN} < N_{\text{u.Rd}} = 361,58 \text{kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

La cornière **L (90 x90x9)** convient pour les diagonales de la palée de stabilité.

VII.4 Poutre sablier de pont roulant:



Réaction des ponts roulants : Pont 12 t $\Rightarrow R_{\text{HLmax}} = 8,15 \text{KN}$

VII.4.1 Pré dimensionnement de la poutre

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{pl.Rd}} = \chi_{\text{min}} \times \beta A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{\text{M1}}}$$

$$\text{Avec } N_{\text{sd}} = R_{\text{HLmax}} = 8,15 \text{KN}$$

On prend $\chi_{\text{min}} = 0.5$

$$A \geq \frac{N_{\text{sd}} \cdot \gamma_{\text{M1}}}{\chi_{\text{min}} \times f_y} = \frac{8,15 \times 1.1}{0.5 \times 23.5} = 0,69 \text{cm}^2$$

On prend un **IPE120** avec $A=13.2 \text{cm}^2$

On doit vérifier que:

$$N_{\text{sd}} = 8,15 \leq N_{\text{pl.Rd}} = \chi_{\text{min}} \times \beta A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{\text{M1}}}$$

Calculer $\chi_{\min} = ?$

On a une poutre encastree sur de cote donc $L_{cr} = 0,5L_0$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{4.90} = 69.76$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.45} = 206.89$$

Classification de la section

Semelle comprimée : $\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} = \frac{64/2}{6.3} = 5.07 < 10\varepsilon$ Semelle de classe 1.

Âme fléchée : $\frac{d}{tw} = \frac{99.4}{4.4} = 22.60 < 72\varepsilon$ Âme de classe 1.

D'où le profilée est de classe 1

- **Calculer les élancements critiques**

Acier S235

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

Donc $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$

- **Calculer les élancements réduits**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{69.76}{93.9} \sqrt{1} = 0.743 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{206.89}{93.9} \sqrt{1} = 2.20 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

Avec

$$\sqrt{\beta_w} = 1 \quad \Rightarrow \quad \text{L'IPE 120 est de classe 1}$$

Calculer de coefficient de reduction

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Eurocode 3:

Pour L'YPE120 : $h = 120 \text{ mm}$, $b = 64 \text{ mm}$, $t_f = 6.3 \text{ mm}$.

$$\text{Donc: } \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 > 1,2. \text{ et } t_f = 6.3 < 40 \text{ mm}.$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
$y-\acute{y}$	A	$\alpha_y = 0,21$
$z-\acute{z}$	B	$\alpha_z = 0,34$

Tableau VII.2: des courbes de flambement selon euro code 3

Donc

$$\chi_y = 0.870 \quad \text{Donc } \chi_{\min} = 0.176$$

$$\chi_z = 0.176$$

Donc

$$N_{Sd} = 8,15 < N_{pl.Rd} = 0.176 \times 1 \times \frac{13.2 \times 23.5}{1.1} = 49.63 \text{ KN } \textit{c'est verifier}$$

VIII ÉTUDE SISMIQUE

VIII.1 Introduction :

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

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

VIII.2 Analyse de la structure :

VIII.2.1 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

VIII.2.2 Méthodes de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application 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.

VIII.2.2.1 La méthode statique équivalente :

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

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

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

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

VIII.2.2.2 Principe de la méthode :

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

VIII.2.2.3 Calcul de la force sismique totale :

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

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

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 2

Nous trouverons : $A = 0.25$

D : facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2,5.\eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5.\eta.\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5.\eta.\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}.\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \rightarrow T \leq 3s \end{cases} \dots\dots\dots\text{Tableau .4.2 p38 RPA99}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par (le tab4.7 p49 RPA99)

$\rightarrow (T_2 = 0,5)$

Le facteur de correction d’amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots\text{Tableau 4.3 p38 RPA99}$$

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 tab4.2 p38

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

$$T = C_T.h_N^{3/4} \dots\dots\dots\text{Tableau 4.6 p 46 RPA99}$$

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.

$$T = 0,05 \times 9,65^{0,75} + 0.081 = 0,35 \text{ s}$$

D’après le tableau 4.7 du RPA99 : $T_2 = 0,5s$, donc : $T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D=2,7$

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 fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments constituants

La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle de la construction, elle est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \dots\dots\dots\text{Tableau 4.4 p43 RPA99}$$

Avec :

P_q : pénalité à retenir selon le critère q (satisfaite ou non)

q : critère de qualité.

Les critères de qualité à vérifier sont :

Tableau VIII.1 Pénalités de vérifications

Les critères	Selon X	Selon Y
Condition minimale sur les files de contreventement	$P_q = 0,05$	$P_q = 0$
La redondance en plan, observée	$P_q = 0$	$P_q = 0$
La régularité en plan	$P_q = 0,05$	$P_q = 0,05$
Régularité en élévation	$P_q = 0,05$	$P_q = 0$
Contrôle de qualité des matériaux	$P_q = 0,05$	$P_q = 0,05$
Contrôle de qualité de l'exécution	$P_q = 0,05$	$P_q = 0,05$
Q	$1 + (0,25) = 1,25$	$1 + (0,15) = 1,15$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum W_i \quad , \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots\dots\dots\text{Tableau 4.5 p45 RPA99}$$

Avec :

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 p45 RPA: (**β = 0,5**)

Les poids des différents éléments de la structure d'après le robot sont présentés comme suit :

$$W_G = 110,23 \text{ t} \quad \text{et} \quad W_Q = 12 \text{ t}$$

Et : $W = \sum W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $\rightarrow W_T = 116,23 \text{ t}$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R_{X,Y}} W_T = \frac{0,25 \times 2,85 \times 1,25}{R_{X,Y}} W_T = 258,79 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R_{X,Y}} W_T = \frac{0,25 \times 2,85 \times 1,15}{R_{X,Y}} W_T = 238,08 \text{ kn}$$

VIII.2.2.4 Principe de la méthode spectrale :

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

➤ Spectre de repense de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η , R, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q_x = 1.25 \quad Q_y = 1.15 \quad A = 0,25 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,5s$$

VII.2.2.5 Nombre de modes de vibrations 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au dessus du sol et TK la période du mode K.

VIII.2.2.6 Résultat de calcul :

a) Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

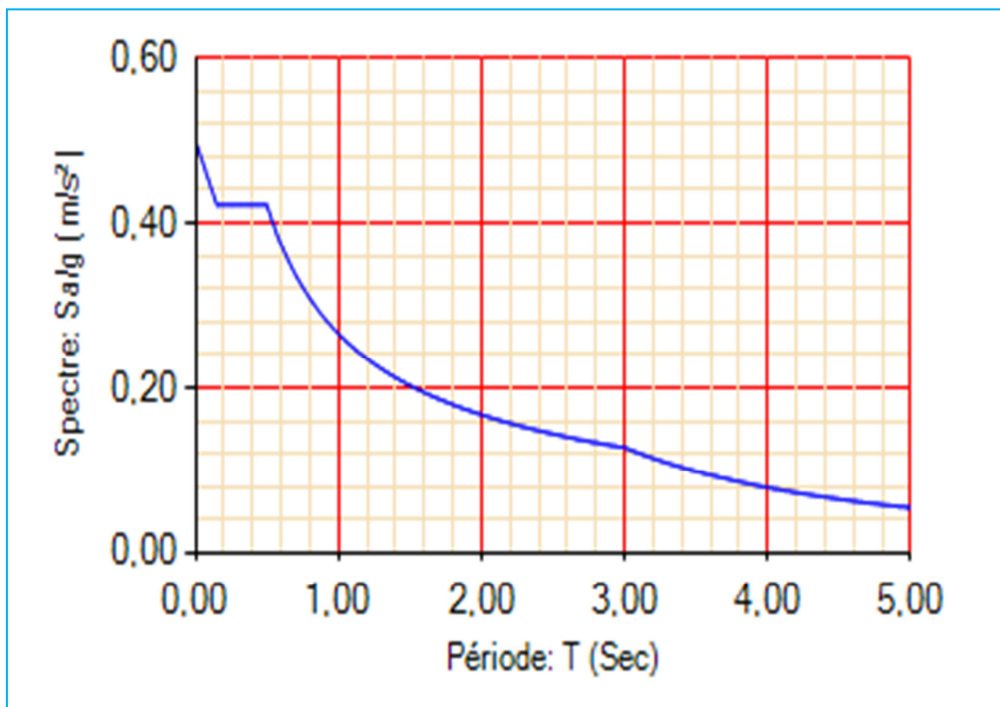


Figure VIII.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X.

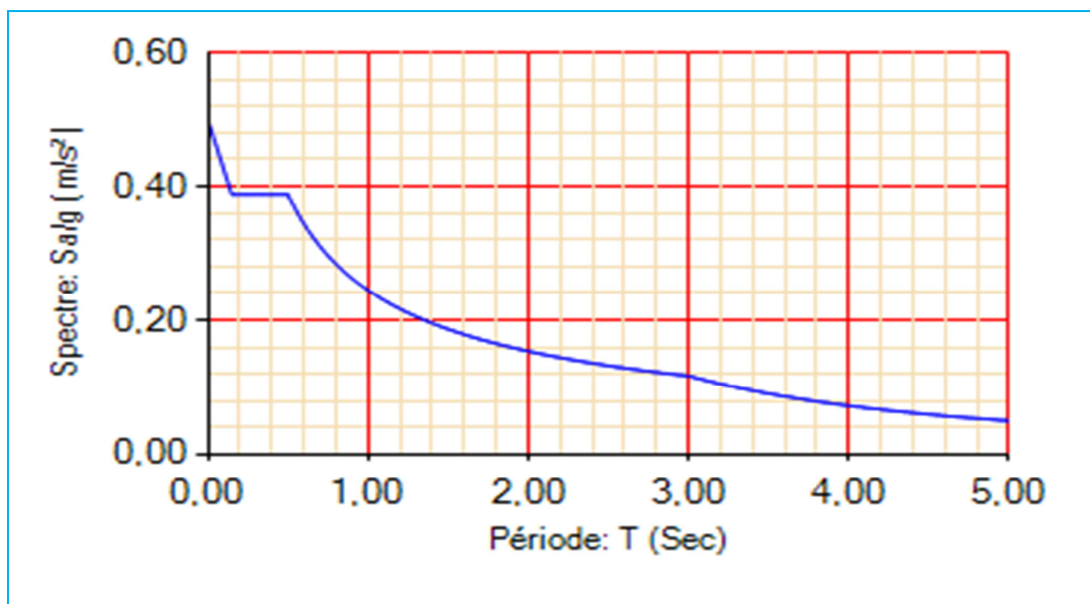


Figure VIII.2 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.

b) Pourcentage de participation de masse :

Tableau VIII.2 : Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
12/ 1	2,62	0,38	71,94	0,00	-1,#J	71,94	0,00	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 2	3,91	0,26	71,97	64,82	-1,#J	0,02	64,82	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 3	4,42	0,23	72,01	64,84	-1,#J	0,04	0,02	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 4	5,19	0,19	72,23	65,79	-1,#J	0,22	0,95	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 5	5,70	0,18	95,85	66,04	-1,#J	23,62	0,25	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 6	6,02	0,17	95,90	79,77	-1,#J	0,06	13,73	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 7	6,31	0,16	96,97	85,65	-1,#J	1,07	5,88	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 8	6,65	0,15	96,97	85,67	-1,#J	0,00	0,02	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 9	7,54	0,13	96,97	85,77	-1,#J	0,00	0,10	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 10	8,06	0,12	96,97	85,79	-1,#J	0,00	0,02	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 11	8,46	0,12	97,02	85,94	-1,#J	0,05	0,14	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 12	8,62	0,12	97,03	85,94	-1,#J	0,01	0,00	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 13	9,01	0,11	97,04	98,66	-1,#J	0,01	12,72	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 14	10,95	0,09	97,17	99,51	-1,#J	0,13	0,86	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 15	11,13	0,09	97,17	99,51	-1,#J	0,00	0,00	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 16	12,26	0,08	97,18	99,52	-1,#J	0,00	0,00	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 17	12,83	0,08	97,56	99,56	-1,#J	0,38	0,04	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 18	13,28	0,08	97,56	99,56	-1,#J	0,00	0,01	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 19	13,98	0,07	97,57	99,56	-1,#J	0,01	0,00	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0
12/ 20	14,85	0,07	97,58	99,56	-1,#J	0,01	0,00	-1,#J	180232,66	180232,66	0,0

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

c) 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 :

Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,38s$, taux de participation de la masse 71,94%

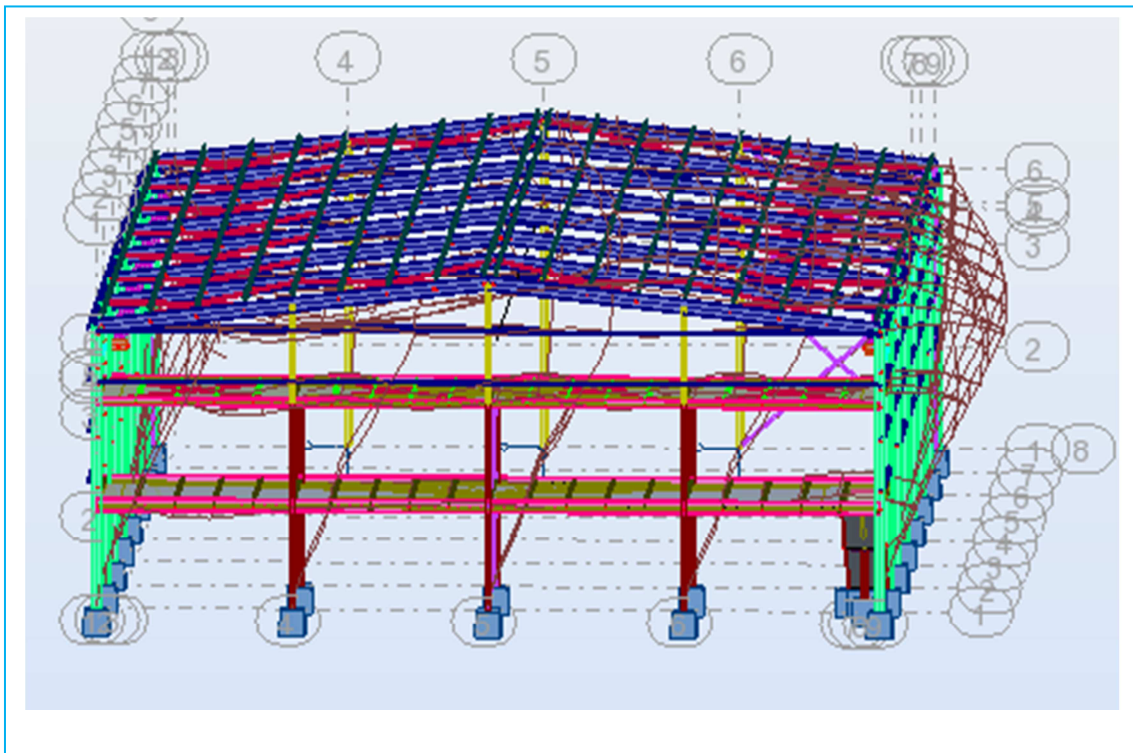


Figure VIII.3 : Mode de déformation (1).

Mode2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,26 s$, taux de participation de la masse 64,82%

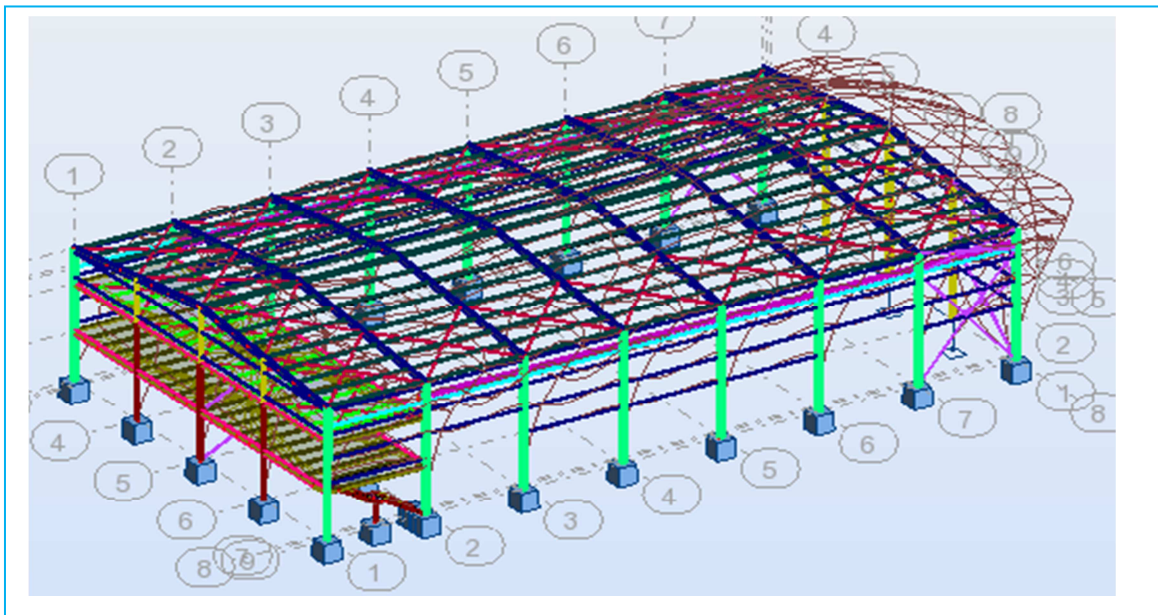


Figure VIII.4 : Mode de déformation (2).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0,23s$,

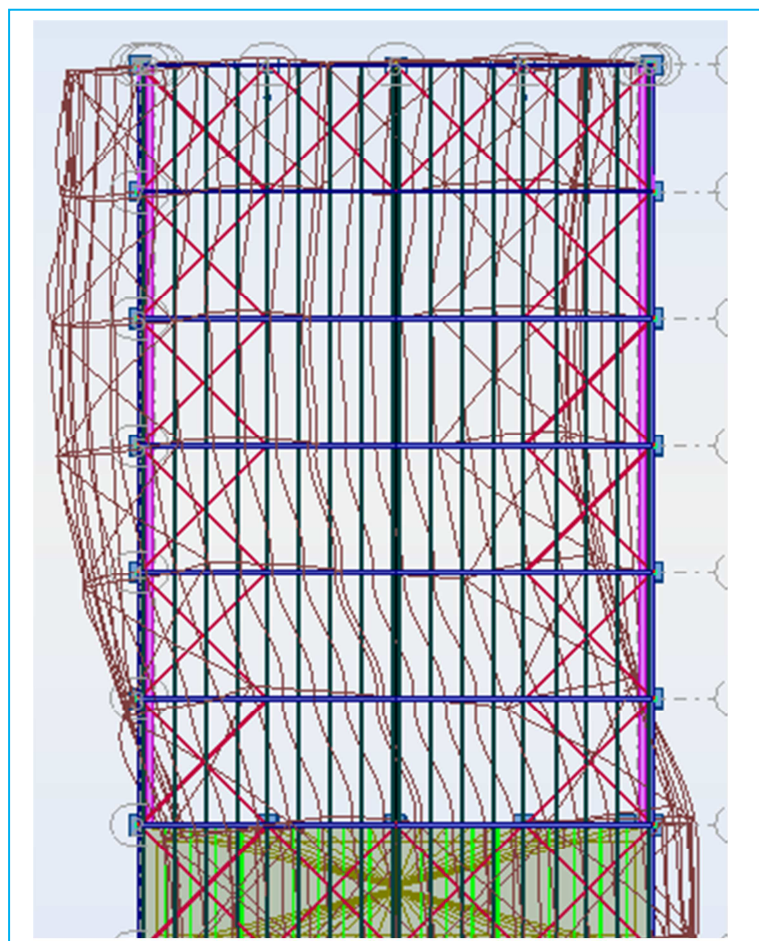


Figure VIII.5 : Mode de déformation (3).

VIII.2.2.7 Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

➤ Les combinaisons de calcul :

✓ Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

p : Action de pont roulant.

W : Action du vent.

- W1 : Vent \perp au long pan.
- W2 : Vent \perp au pignon.

E : Action sismique.

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

Tableau VIII.3 : Combinaisons de calcul

Combinaisons à l'État limite ultime	Combinaisons à l'État limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G + 1.5Q	G + W1	G + Q + P - E _Y
1.35 (G+Q+P+S)	G + W2	G + Q + P + E _Y
1.35 (G+Q+P+W ₁)	G + Q	G + Q + P - E _X
1.35 (G+Q+P+W ₂)	G + S	G + Q + P + E _X
G + 1,5W1	G+0,9(Q+P+S)	0.8G + E _X
G + 1,5W2	G+0,9(Q+P+W ₁)	0.8G - E _X
	G+0,9(Q+P+W ₂)	0.8G - E _Y
		0.8G + E _Y

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

VIII.2.2.8 Résultantes des forces sismiques de calcul :

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.

Tableau VIII.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8 Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	258,79	207,03	329,23	vérifié
Sens yy	238,08	190,464	280,13	vérifié

VIII.2.3 Vérification des déplacements :

VIII.2.3.1 : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \text{ EC3 Art 4.2.2(1) I}$$

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement verticale :

$$\left\{ \frac{L}{200} \right. \text{ Avec L la longueur de la travée}$$

Tableau VIII.5 : Déplacement max en situation durable

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+P+W2)	1,35(G+Q+P+N)	1,3	1,8
Suivant Y	1,35(G+Q+P+W1)	1,35(G+Q+P+N)	1,9	0,7
Suivant Z	1,35(G+Q+P+W2)	1,35(G+Q+P+N)	4,6	2,7

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1)I}$$

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{820}{150} = 5.46cm \\ \frac{h}{125} = \frac{820}{125} = 6.58cm \\ \frac{L}{200} = \frac{1205}{200} = 6,025cm \end{array} \right.$$

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

VIII.2.3.2 : situation accidentelle :

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

Tableau VIII.6 : Déplacement relatif des niveaux

	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture (h=9,65m)	5,1	2,2	7,4	3,8

$$\frac{h}{100} = \frac{965}{100} = 9,65 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 9,65 cm, donc ils sont vérifiés.

Déplacements (cm)	Niveau (3m)	Niveau (6m)	ΔU
UX	1,8	2,2	0,4
UY	0,8	1,7	0,9

Tableau VIII.7: Déplacement relatif au niveau du plancher mixte

On a 1% de 3m = 3cm

Tous les déplacements ΔU sont inférieurs à 3cm, donc ils sont vérifiés.

IX VERIFICATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX

IX.1 Introduction :

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies règlementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaitée et de vérifier que les contraintes et les déformations restent au-dessous des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97" et à l'aide du logiciel ROBOT qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge ; on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

IX.2 Justification des traverses (IPE400) :

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est la N°8 de longueur $L=12,05\text{m}$; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

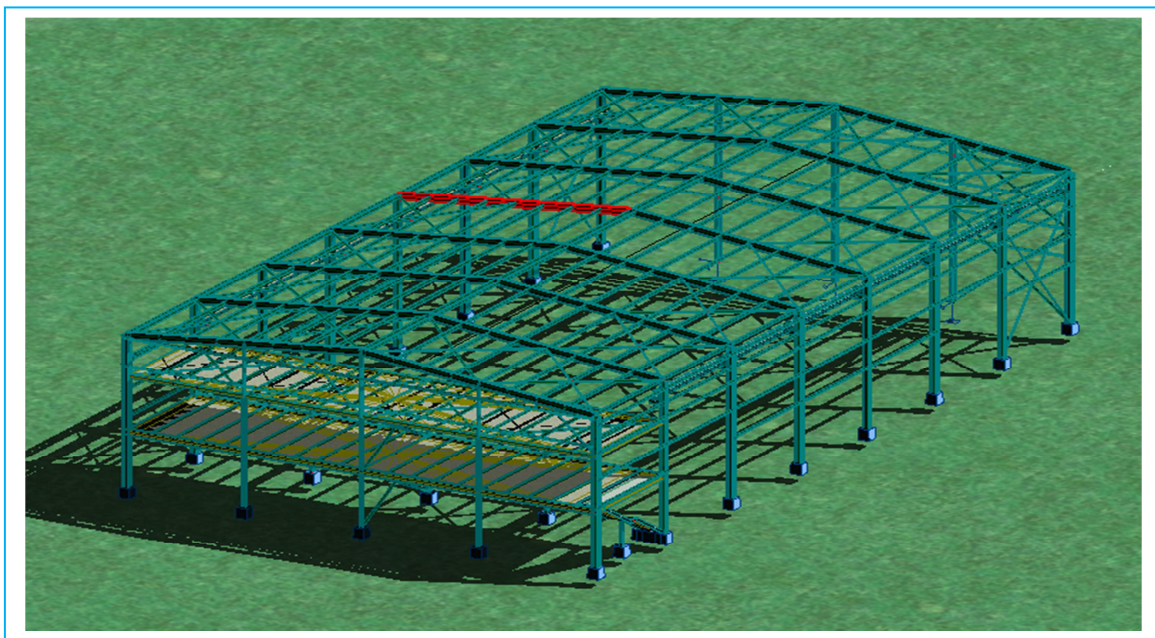


Figure IX.1 : La traverse la plus sollicitée

IX.2.1 Charges repairés sur la traverse :

- Poids du panneau sandwich

- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

➤ **Caractéristiques de la traverse :**

Tableau IX.1: Caractéristiques du profile IPE400

IPE400	H (mm)	B (mm)	Tw (mm)	Tf (mm)	r(mm)
	400	180	8,6	13,5	21
	A (cm2)	Iy (cm4)	Iz (cm4)	Wply (cm3)	Wplz (cm3)
	84,5	23130	1318	1307	229

IX.2.2 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel robot sont :

- Nsd = 78,46 KN
- Vsd = 8,71. KN
- Msd = 138,68 KN.m

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{78,46}{0,86 \times 23,5} = 3,88$$

$$\alpha = \frac{1}{33,1} \left(\frac{33,1 + 3,88}{2} \right) = 0,55 \leq 1$$

Pour la section de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{33,1}{0,86} = 38,48 \quad \text{et} \quad \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0,55 - 1)} = 64,39$$

Donc : $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} \rightarrow \hat{\text{Ame de classe 01}}$

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{180}{2 \times 13,5} = 6,66 < 10 \times 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 01}$$

Donc La section **IPE400** est de classe 1.

IX.2.3 Condition de résistance :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 8,71 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{42,7 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 579,34 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plrd}} = \frac{8,71}{579,34} = 0,01 < 0,5 \quad \text{C'est vérifié donc pas de réduction du moment}$$

- **L'effort normal :**

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

$$N_{sd} = 78,46 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{84,5 \times 23,5}{1} = 1985,75 \text{ KN}$$

$$0,25 \times N_{pl,rd} = 496,43 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 84,5 - 2 \times 18 \times 1,35 = 35,9 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 421,82 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \min\left(0,25 N_{plrd}, 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}}\right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \min(496,43 \text{ KN}; 421,82 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 78,46 \text{ KN} < 421,82 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

IX.2.4 Vérification de la résistance :

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \times 23,5}{1} 10^{-2} = 307,145 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 138,68 \text{ KN.m} < M_{plyrd} = 307,145 \text{ KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

IX.2.5 Vérification de l'élément aux instabilités :

➤ Flexion composée avec risque de flambement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1 \quad \text{Dont la partie supérieure de la traverse.}$$

a) Calcul de la longueur de flambement :

- Autour de l'axe faible yy (dans le plan de l'âme) : la traverse risque de flamber sur toute sa longueur

Donc la longueur de flambement $l_{ky} = 12,05\text{m}$

- -Autour de l'axe faible zz (dans le plan perpendiculaire de l'âme), la traverse est empêché de flamber sur toute sa longueur par les pannes.

Donc la longueur de flambement $l_{kz} = 1,5\text{m}$

Pour l'IPE400, les rayons de giration sont : $i_y = 16,6\text{cm}$

$$i_z = 3,95\text{cm}$$

b) Calcul des élancements

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{1205}{16,6} = 72,59$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{150}{3,95} = 37,97$$

c) Calcul de l'élancement critique :

Acier S235

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 1$$

Donc $\lambda_{cr} = 93,9\varepsilon = 93,9 * 1 = 93,9$

d) Calcule les élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{72,59}{93,9} \sqrt{1} = 0,77 > 0,2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{37,97}{93,9} \sqrt{1} = 0,42 > 0,2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

Avec $\sqrt{\beta_w} = 1 \Rightarrow$ L'IPE 400 est de classe 1

e) Calcule du coefficient de réduction :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Dans notre cas il n'y a pas de risque de flambement sur l'axe zz donc $\chi_{\min} = \chi_y$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau **55. 3 CCM97**:

Pour L'IPE400: $h = 400$ mm, $b = 180$ mm, $t_f = 13,5$ mm.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 1,2. \text{ et } t_f = 13,5 < 40 \text{ mm.}$$

Tableau IX.2 : Coefficients de flambement correspondant à la section IPE400.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y-y'	a	$\alpha_y = 0,21$
z-z'	b	$\alpha_z = 0,34$

- **Calcul de χ_{\min} :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0,21(0,77 - 0,2) + 0,77^2] = 0,85 \quad \chi_y = 0,511$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0,34(0,42 - 0,2) + 0,42^2] = 0,625 \quad \chi_z = 0,625$$

$$\chi_{\min} = \min(0,511; 0,625)$$

Donc $\chi_{\min} = 0,511$

- **Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$** (Partie inférieure de la traverse dans le cas de soulèvement)

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\overline{\lambda}_{LT}$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{131,8}{3,95}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{131,8}{3,95}}{\frac{40}{1,35}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 30,88$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,32$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0,32 \leq 0,4 \longrightarrow$ Il n'y a pas de risque de déversement

- **Calcul de coefficient k :**

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

- **Calcul des coefficients réducteurs**

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{72,45}{138,68} = -0,52$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,16$$

$$\mu_y = 0,77(2,2,16 - 4) + \frac{1307 - 1160}{1160} = 0,245 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{0,245 \times 84,94}{0,511 \times 84,5 \times 23,5} = 0,02$$

$$N_{Sd} = 78,46 \text{ KN} \quad M_{y.Sd} = 138,68 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84,5 \cdot 23,5}{1} = 1985,75 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 1307 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 279,22 \text{ KN.m}$$

IX.2.6 Vérification au flambement :

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

$$\frac{78,46}{0,511 \times 1985,75} + \frac{0,02 \times 138,68}{279,22} = 0,08 \leq 1 \quad \text{OK}$$

IX.2.7 Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
20 traverses_2	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 400	ACIER	36.47	152.79	0.78	31 ELU6

- **Conclusion :** Le profilé choisi **IPE400** est adéquat comme traverse

IX.3 Vérification des poteaux :

1^{er} cas :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité, qui est le poteau N°**659** de hauteur H=8,2 m, HEA320 ; comme illustré en rouge sur la **figure IX.2** suivante :

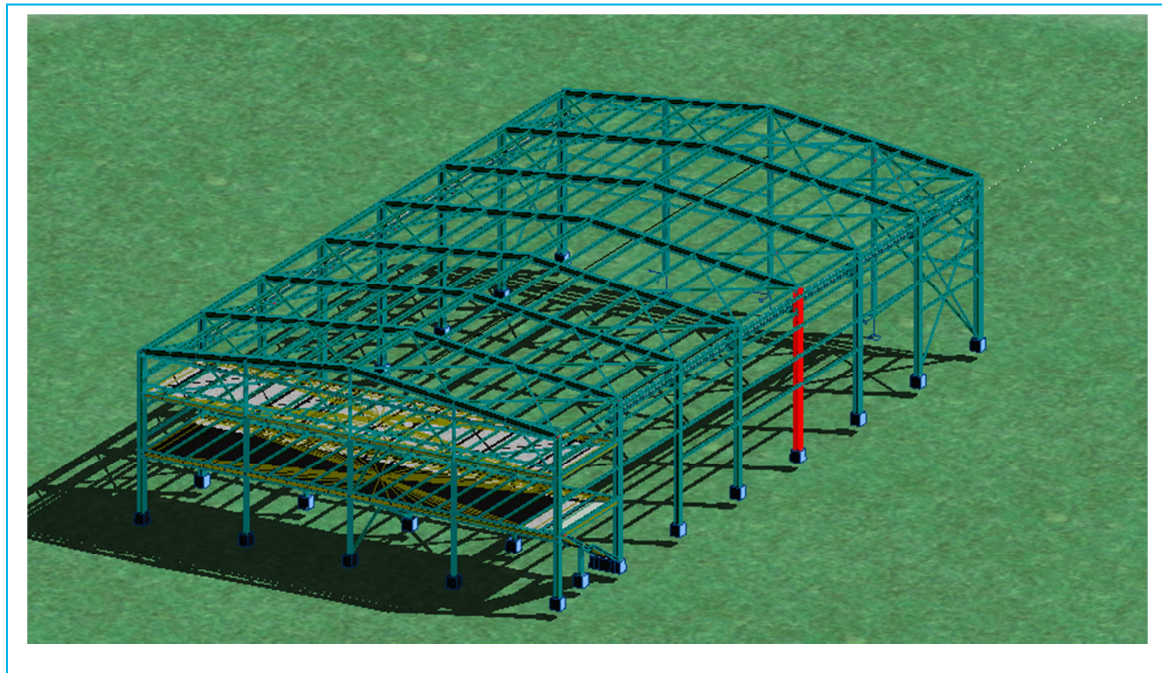


Figure IX.2 : Le poteau le plus sollicité

IX.3.1 Vérification à la résistance pour le poteau HEA320 :

Classe de la section :

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{30}{1,4} = 10,71 \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe 2}$$

- **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{200,52}{0,85 \times 23,5} = 10,03$$

$$\alpha = \frac{1}{208} \left(\frac{208 + 10,03}{2} \right) = 0,52 < 1 \quad \text{avec } \alpha > 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8,5} = 24,47 < 83\varepsilon \quad \text{et} \quad \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0,52 - 1)} = 64,39$$

Donc :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} \rightarrow \text{Âme de classe 02}$$

La section de **HEA 320** est de **classe 02**

IX.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 43,90 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 505,80 \text{ KN} \rightarrow \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 252,90 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 43,90 \text{ KN} < \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 252,90 \text{ KN} \quad ok$$

IX.3.3 Vérification au moment fléchissant :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$$M_{sd} = 214,24 \text{ KN}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times 1383 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 295,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \rightarrow ok$$

IX.3.4 Vérification à l'effort normal :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{sd} = 200,52 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{m0}} = \frac{23,5 \times 112,5}{1,1} = 2403,40 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} \rightarrow ok$$

IX.3.5 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

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

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

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

$$\chi_{\min} = (\chi_y ; \chi_Z)$$

IX.3.5.1 Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donnée par le tableau 5.5.1 du CCM97.

$$\lambda_y = \frac{0.5l_{ky}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{410}{12,74} = 32,18$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{32,18}{93,9} \times 1 = 0,35$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$h/b = 290/300 = 0,96 < 1,2$$

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

$$\chi_y = 0,945$$

IX.3.5.2 Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{150}{7,49} = 20,02$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{20,02}{93,9} \times 1 = 0,213$$

Axe de flambement **z-z** —→ courbe de flambement b ; c=0,49(tableau 3).

$$\chi_z = 0,989$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,945$$

IX.3.5.3 Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{7,49}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{150}{7,49}}{\frac{29}{1,4}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 18,39$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,19$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,19 < 0,4$ —→ Il n'y a pas de risque de déversement

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

IX.3.5.4 Calcul des coefficients réducteurs

❖ Suivant (Z-Z)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{45,38}{214,24} = -0,21$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,01$$

$$\mu_y = 0,35(2 \times 2,1 - 4) + \frac{1065 - 975,6}{975,6} = 0,165$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

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

$$k_y = 1 - \frac{0,165 \times 200,52}{0,945 \times 112,5 \times 23,5} = 0,98 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$N_{sd} = 200,52 \text{ KN}$$

$$M_{y.Sd} = 214,24 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{112,5 \times 23,5}{1,1} = 2403,41 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 1383 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 295,45 \text{ KN.m}$$

IX.3.5.6 Vérification au flambement :

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

$$\frac{200,52}{0,951 \times 2403,41} + \frac{0,98 \times 214,24}{295,45} = 0,79 \leq 1 \quad \text{OK}$$

IX.3.6 Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
659 poteaux droi	HEA 320 pote	ACIER	30.20	54.71	0.94	17 ELU2 /14/

Conclusion : Le profilé choisi HEA .320 est adéquat comme poteau

IX.4 2ème cas : Vérification des poteaux (plancher)

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas ; il s'agit du N°1275de hauteur H=6m ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

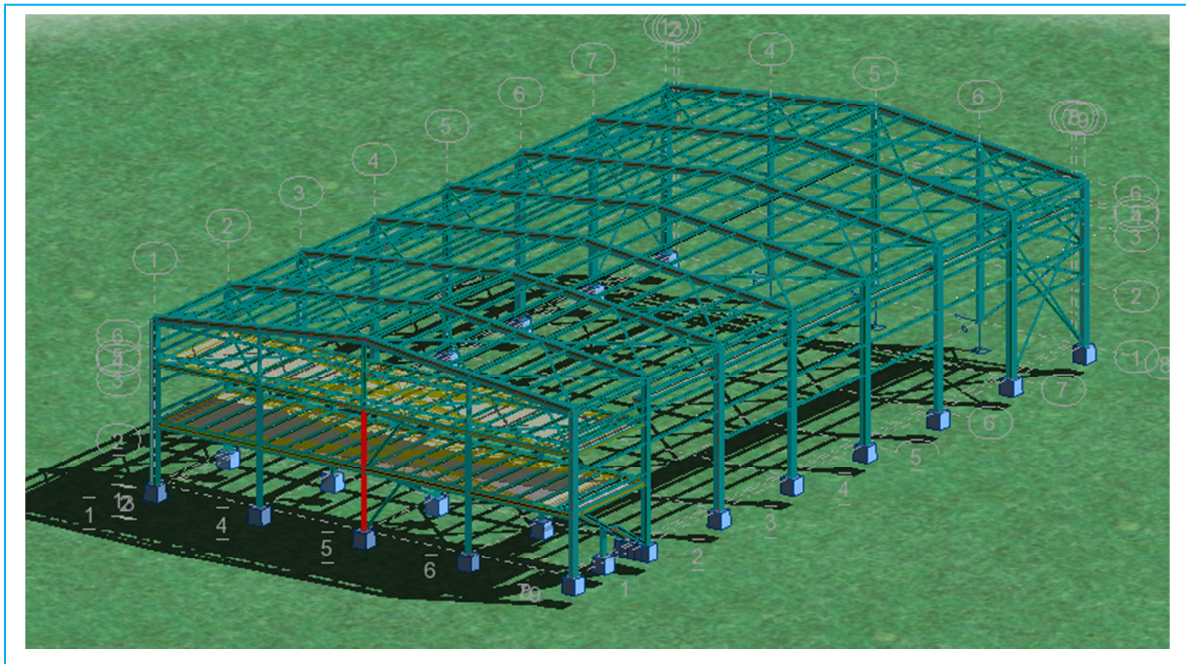


Figure IX.3 le poteau de plancher le plus sollicité

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

Tableau IX.3: sollicitations sur le poteau HEA180

combinaison	h (m)	N (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)	V_z (kN)
1,35G+1,5Q	6	225	$M_y^+ = 12,65$ $M_y^- = -2,50$	$M_z^+ = 1,94$ $M_z^- = -3,92$	8,46

IX.4.1 Vérification à la résistance pour le poteau HEA180 :

- **Classe de la section :**

Classification de la semelle

$$\text{on a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- **Semelle comprimée**

$$C = \frac{b}{2} = \frac{180}{2} = 90\text{mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{90}{9,5} = 8,42 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

- **Âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{122}{6} = 20,33 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

IX.4.2 Vérification à l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 8,46\text{kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 14,47 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 178,47\text{kN} > V_{Sd}$$

$V_{Sd} < 0,5V_{Rd}$ pas de réduction du moment plastique.

IX.4.3 Vérification au moment fléchissant

$$M_{Sd} = 12,65\text{kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 324,9 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 69,41\text{kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

IX.4.4 Vérification à l'effort normal

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{45,3 \times 23,5}{1,1} = 967,77\text{kN}$$

$N_{S,d} = 225\text{kN} < N_{pl,rd}$ (condition vérifiée)

IX.4.5 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

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

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

IX.4.5.1 Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique)

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{0.5l_y}{i_y} \quad \text{Donc} \quad \lambda_y = \frac{300}{7,34} = 40,87$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{40,87}{93,9} \times 1 = 0,43$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1)

$$h/b = 171/180 = 0,95 < 1,2$$

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

$$\chi_y = 0,906$$

IX.4.5.2 Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{300}{4,52} = 66,37$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{66,37}{93,9} \times 1 = 0,70$$

Axe de flambement **z-z** \longrightarrow courbe de flambement c ; $\alpha = 0,49$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,724$$

Donc $\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = 0,724$

IX.4.5.3 Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{150}{4,52}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{150}{4,52}}{\frac{17,2}{0,95}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 29,99$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,31$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,36 < 0,4 \longrightarrow$ Il n'y a pas de risque de déversement

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad , \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

IX.4.5.4 Calcul des coefficients réducteurs

Suivant (Y-Y)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{5,45}{12,65} = -0,431$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,23$$

$$\mu_y = 0,43(2 \cdot 2,23 - 4) + \frac{324,9 - 293,6}{293,6} = 0,30 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

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

$$k_y = 1 - \frac{0,30 \times 225}{0,906 \times 45,3 \times 23,5} = 0,07 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

Suivant (Z-Z)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{5,45}{12,65} = -0,43$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,10$$

$$\mu_z = 0,7(2 \times 2,10 - 4) + \frac{150,5 - 102,7}{102,7} = 0,17 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_z = 1 - \frac{0,17 \times 225}{0,724 \times 45,3 \times 23,5} = 0,95 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$N_{sd} = 225 \text{KN} \quad M_{y.Sd} = 12,65 \text{KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45,3 \cdot 23,5}{1} = 1064,55 \text{KN}$$


$$M_{plz.Rd} = 105,5 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 22,53 \text{KN.m}$$

IX.4.5.5 Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{225}{0,724 \times 1064,55} + \frac{0,07 \times 12,65}{76,35} + \frac{0,70 \times 1,94}{22,53} = 0,36 \leq 1 \quad \text{OK}$$

IX.4.6 Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
638 poteaux pla	 poteaux plan	ACIER	40.28	66.37	0.72	21 ELU3 /2/

Conclusion : HEA 180 convient comme un poteau de plancher.

- **Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent (L80×80×8) :**

La vérification se fait pour la diagonale la plus sollicitée sur le long pan, qui est la barre N°123; comme illustré en rouge sur la **figure IX.4** suivante :

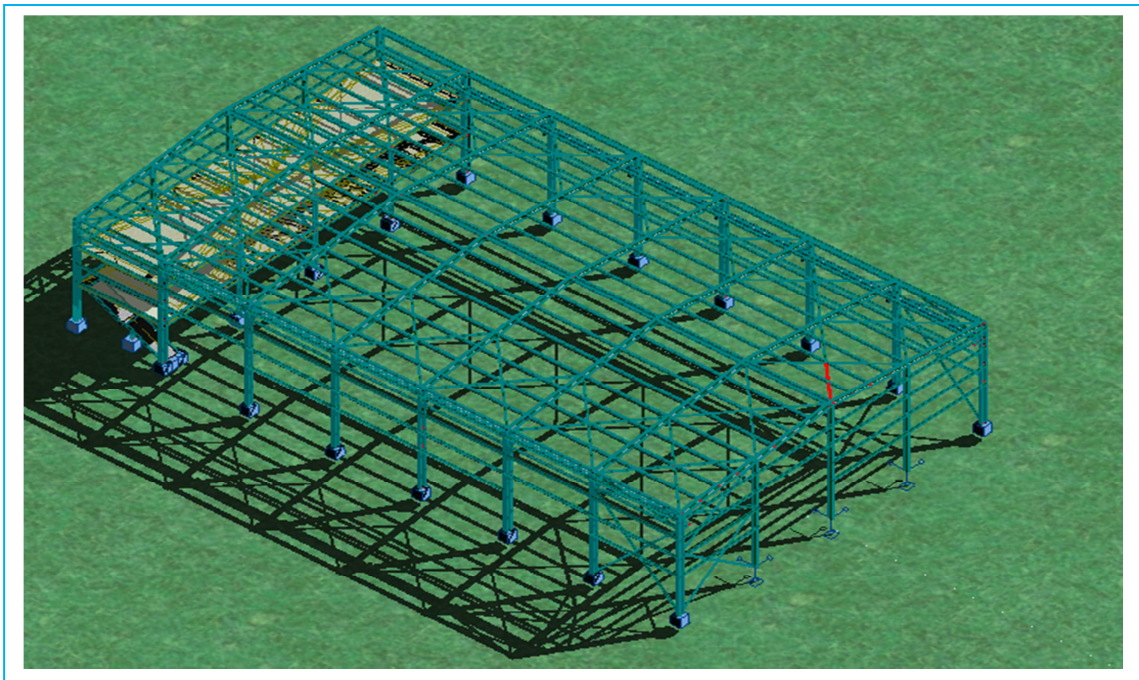


Figure IX.4: La diagonale la plus sollicitée suivant pignon

Tableau IX.4 : les efforts dans la poutre au vent (pignon).

Elément	Combinaisons	N_{sd} (KN)
Compression	G+1.5W2	-48
Traction	G + 1,5W2	81,82

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 12,3 \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{12,3 \times 23,5}{1} = 289,05 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 81,82 \text{ KN} < N_{rd} = 289,05 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ Vérifiée}$$

• **Vérification avec le logiciel robot :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
123	poutres aux v	ACIER	87.68	87.68	0.70	30 ELU5

• **Vérification des diagonales des pales de stabilité (L90×90×9) :**

La vérification se fait pour la diagonale la plus sollicitée sur le long pan, qui est la barre N°113; comme illustré en rouge sur la **figureIX.5** suivante :

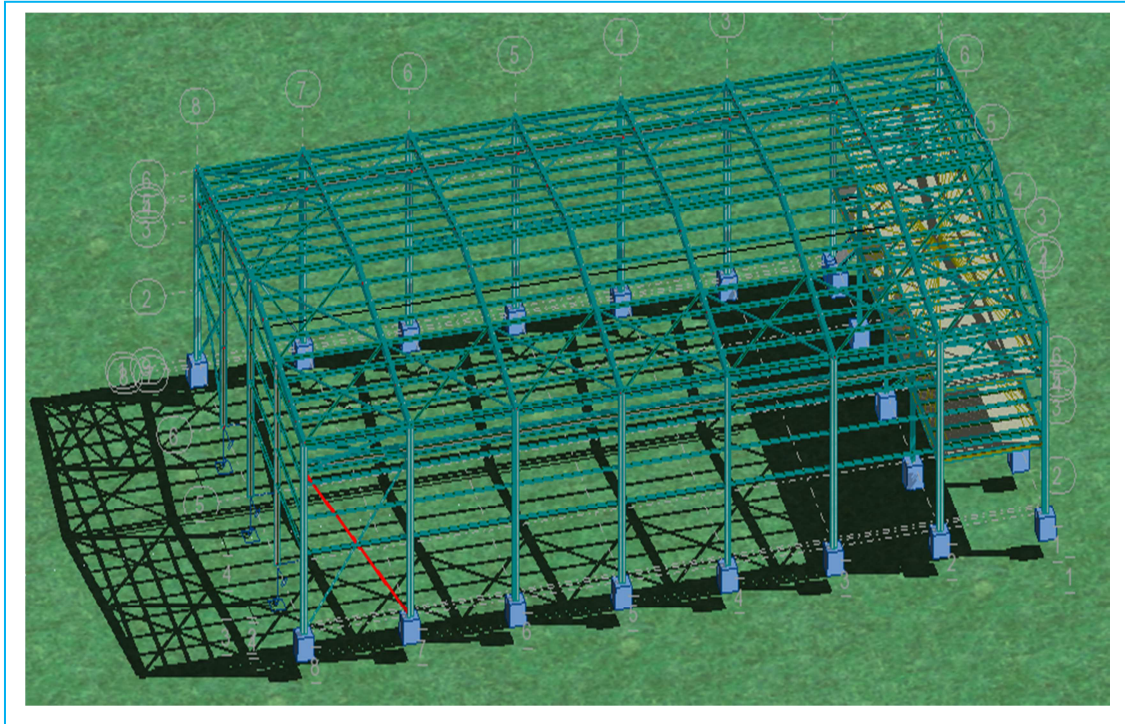


Figure IX.5: La diagonale la plus sollicitée suivant pignon

On a l'effort normale de traction $N_{sd}=62,09$ KN

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : $A = 15,5$ cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{15,5 \times 23,5}{1} = 364,25 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 62,09 \text{ KN} < N_{rd} = 364,25 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

• **Vérification avec le logiciel robot :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
113 Membrure_s	OK corniere palé	ACIER	168.16	168.16	0.81	78 ACC7

X CALCUL DES ASSEMBLAGES

X.1 Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

X.2 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau X.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier

b) Le soudage :

En charpente soudée, les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion les pièces de métal à assembler.

c) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

d) Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

e) Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

Tableau X. 2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface

X.3 Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

-Soit bout à bout (éclissage, rabotages).

-Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux , il y a lieu de distinguer ,parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.

- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

Tableau X. 1:Principales caractéristiques géométrique des boulons

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d₀ : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

Remarque : RPA99 §8.4.3.2 :Les assemblages doivent être calculés pour permettre de développer les forces maximales dans les barres ou doivent être calculés sur la base de 1.5 fois la force déterminée en 4.2.3. Les assemblages travaillant en traction doivent être utilisés avec des boulons précontraints, à haute résistance, et à serrage contrôlé.

X.4 Assemblage poteau _ traverse HEA320 – traverse IPE400

- l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine soudée à la traverse et boulonnée au poteau.
- l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

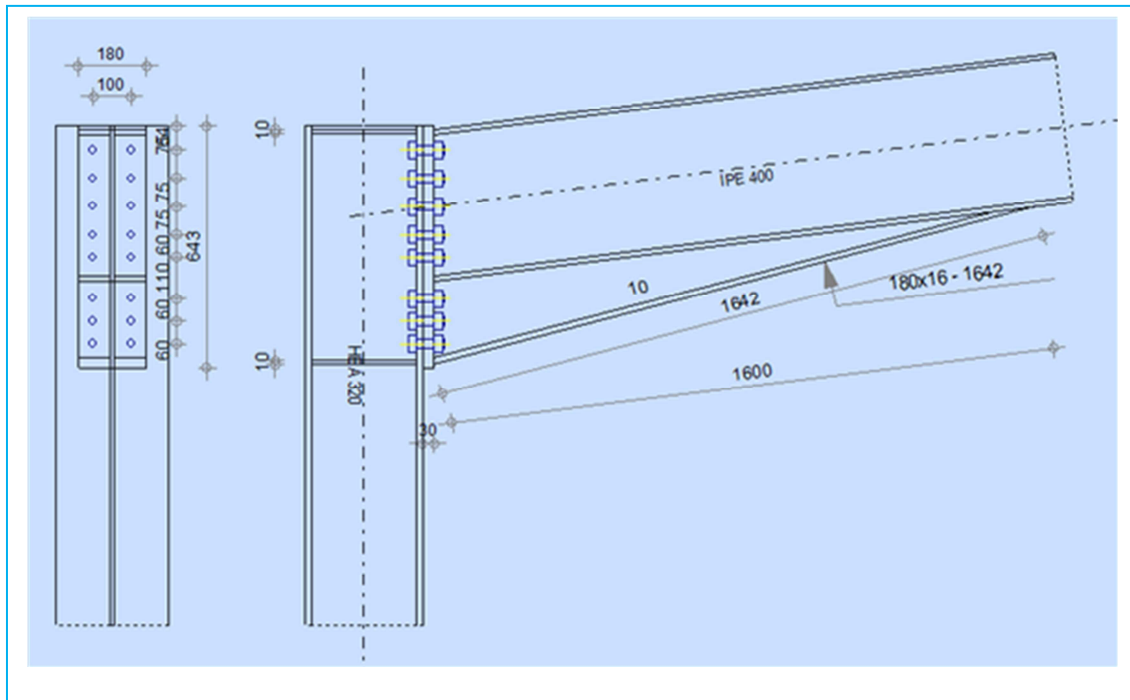


Figure X.1 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse

On choisit des boulons M 22, $d_0 = 24\text{mm}$, classe 10.9.

Nombre de boulons =16

$n = 2$, $A = 380\text{mm}^2$, $A_s = 303\text{mm}^2$

Poteau HEA320

Traverse: IPE400

$M_{\max} = 209,16 \text{ KN.m}$

$N_{\text{cor}} = 159,71 \text{ KN}$

$V_{\text{sd}_{\text{cor}}} = 88,68$

X.4.1 Condition de résistance des boulons :

X.4.1.1 Distance entre axe des boulons :

- Entre axe des boulons :

$P_1 = 52,8 \text{ mm}$ On prend : $P_1 = 100 \text{ mm}$

$P_2 = 72 \text{ mm}$ On prend : $P_2 = 150 \text{ mm}$

Pince longitudinale **Pince transversale**

[EC3 ; Article 6.5.1.8]

$e_1 = 28,8 \text{ mm}$ $e_2 = 36 \text{ mm}$

On prend : $e_1 = 60 \text{ mm}$. On prend : $e_2 = 70 \text{ mm}$.

X.4.1.2 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$d_1 = 579 \text{ mm}$.

$d_2 = 519 \text{ mm}$.

$d_3 = 459 \text{ mm}$.

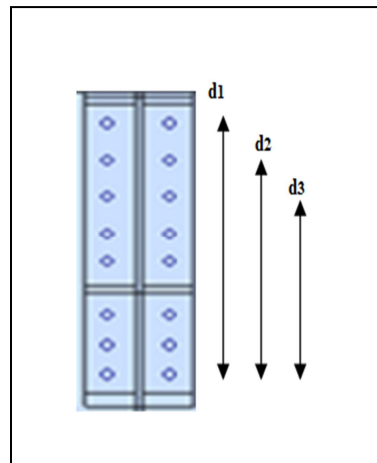
$$\sum d_i^2 = (579)^2 + (519)^2 + (459)^2 = 0,79 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{209,16 \times 0,579}{0,79} = 153,29 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{209,16 \times 0,519}{0,79} = 137,41 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{209,16 \times 0,459}{0,79} = 121,52 \text{ KN}$$



X.4.2 Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_p$ avec : $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{153,29 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 109,49 \text{ mm}^2 < A_s \text{ de boulon}$$

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 24 \text{ mm}$; de classe 10.9 ; $A_s = 303 \text{ mm}^2$

X.4.3 Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$\frac{F_P \times \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 212,1 \text{ KN par boulon}$$

$$F_P = 212,1 \text{ KN par boulon}$$

Et $212,1 \times 2 = 424,2 \text{ KN}$ pour chaque ranger

$$M_R = \frac{424,2 \times 0,79}{0,579} = 578,78 \text{ KN.m} > M_{sd} = 209,16 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée

X.4.4 Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que :
$$V_{sd} \leq V_R = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0.8F_{t.sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec : μ = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_S = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

n = nombre d'interfaces de frottement

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 2 = 392.7 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{159,71}{2} = 79,85 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{88,68}{14} = 5,54 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (212,1 - (0.8 \times 79,85))}{1.25} = 35,57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 5,54 \text{ KN} < V_R = 35,57 \text{ KN} \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e})$$

X.4.5 V\u00e9rification au poin\u00e7onnement :

il faut v\u00e9rifier que : $B_{prd} < F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32,4 \text{ mm}$$

$$t_p = 13 \text{ mm} \quad (t_f \text{ de poteau HEA280})$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'o\u00f9 } B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 3,45 \times 2,45 \times \frac{36}{1,25} = 458,62 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } B_{prd} = 458,62 \text{ KN} > F_{t.sd} = 79,85 \text{ KN} \quad \text{v\u00e9rifier}$$

X.4.6 V\u00e9rification a la pression diam\u00e9trale :

Il faut v\u00e9rifier que $F_{V.sd} \leq F_{bRd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{50}{66}, \frac{100}{66} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{900}, 1\right) = 0,83$$

$$F_{bRd} = 2,5 \times 0,83 \times 2 \times 2,45 \times \frac{36}{1,25} = 292,82 \text{ KN} > 7,98 \text{ KN} \quad \text{v\u00e9rifier}$$

Il n'ya pas risque de rupture par pression diam\u00e9trale

X.4.7 V\u00e9rification \u00e0 la r\u00e9sistance de l'\u00e2me du poteau dans la zone tendue :

On doit v\u00e9rifier que : $F_V \leq F_{t.Rd}$

Avec :

$$F_{t.Rd} = t_w \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

O\u00f9 :

$F_{t.Rd}$: R\u00e9sistance de l'\u00e2me du poteau \u00e0 la traction.

t_w : \u00e9paisseur de l'\u00e2me du poteau.

$b_{\text{eff}} = P$: entraxe des rangées de boulons. ($P=11\text{ cm}$) .

$$\text{Donc : } F_{t,Rd} = 15 \times 0.9 \times \frac{23.5}{1} = 317,25 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \text{ EC03-1-8 art 6.2.6.7}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{209,16}{0.21 - 0.0155} = 710,22 \text{ KN} > F_{t,Rd} = 317,25 \text{ KN} \dots \dots \text{Non vérifiée .}$$

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur 15mm)

X.4.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

On doit vérifier que : $F_{vrd} = 710,22 \leq F_{crd} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot b_{\text{eff}}}{\gamma_{m0}}$.

$$B_{\text{eff}} = t_f + 2t + 5(t_p + r) = 286 \text{ mm.}$$

$$F_{vrd} = 710,22 \text{ KN} > F_{crd} = 483,91 \text{ KN} \quad \text{condition non vérifiée}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant.
Il faut donc prévoir un raidisseur. (Raidisseur d'épaisseur 15mm)

X.4.9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que : $F_V \leq V_{Rd}$

$$F_{VR} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}} = 422,53 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{209,16}{0.31 - 0,0155} = 710,22 \text{ KN} > V_R = 422,53 \text{ KN} \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

\Rightarrow Nécessité de poser une fourrure d'âme de chaque coté (épaisseur 16mm)

$$\text{D'où : } t_w = 0.8 + 3.2 = 41 \text{ mm}$$

$$Et : V_R = 0.58 \times 23.5 \times 31 \times \frac{4}{1} = 1732,37 \text{ KN}$$

$V_R = 1732,37 \text{ KN} > F_V = 710,22 \text{ KN}$Vérifié

X.4.10 Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

X.4.10.1 Epaisseur de la platine :

Soit $e = 30 \text{ mm}$

➤ **Gorge reliant l'âme :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_w \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 8,6 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

➤ **Gorge reliant la semelle :** (EC3 Art 6.6.5.2)

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_f \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 13,5 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 6 \text{ mm}$$

X.4.10.2 Distribution des efforts sur les différents cordons :

• **Cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend : $V / 2 = 88,68 / 2 = 44,34 \text{ KN}$

• **Cordon semelle :**

$$L = 2b - t_w = 360 - 8,6 = 351,4 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 209,16 / 0,351 = 595,89 \text{ KN}$$

X.4.10.3 Vérification de l'assemblage :

• **Cordon semelle platine :**

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \text{ (EC3 Art 6.6.5.3)}$$

$$\beta_w = 0,8, \quad \gamma_{mw} = 1,25, \quad f_u = 360 \text{ Mpa.}$$

$$L = \frac{595,89 \cdot \sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25}{6 \cdot 36} = 4,79 \text{ cm}$$

$L = 35,14 \text{ cm} > 4,79 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$

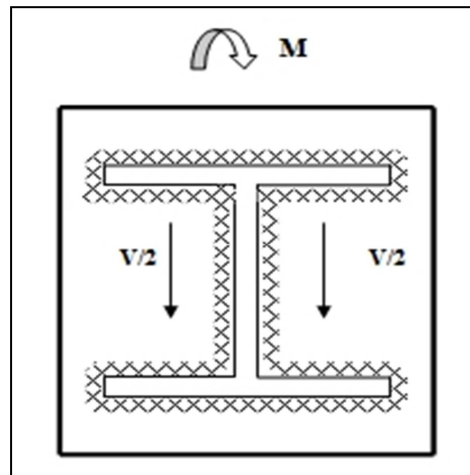
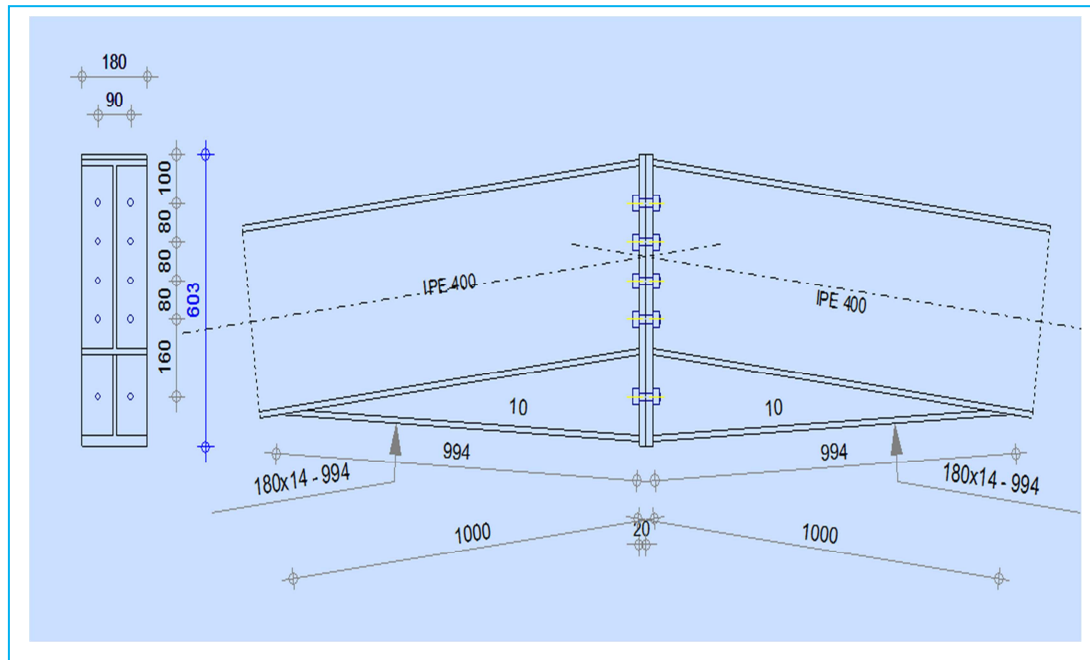


Figure X. Assemblage platine traverse

X.5 Assemblage Traverse _ Traverse (IPE400-IPE400)



FigureX.2 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

La disposition constructive des boulons

On choisit des boulons M 20 de diamètre $\varnothing 20$ de classe 8,8

Nombre de boulons = 10

Nombre de files : $n = 2$

Section nominale du boulon $A = 314 \text{ mm}^2$

Section résistante de la partie filetée : $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Traverse : IPE400

$M_{\max} = 138,68 \text{ KN.m.}$

$N_{\text{cor}} = 78,76 \text{ KN.}$

$V_{\text{sd}_{\text{cor}}} = 8,71 \text{ KN.}$

X.5.1 Condition de résistance des boulons :**X.5.1.1 Distance entre axe des boulons :****•Entre axe des boulons :**

$P_1 = 39,6 \text{ mm}$, On prend : $P_1 = 100 \text{ mm}$.

$P_2 = 54 \text{ mm}$, On prend : $P_2 = 150 \text{ mm}$.

Pince longitudinale**Pince transversale**

$e_1 = 21,6 \text{ mm}$

$e_2 = 27 \text{ mm}$

On prend: $e_1 = 60 \text{ mm}$. On prend : $e_2 = 70 \text{ mm}$.

[EC3 ; Article 6.5.1.8]

X.5.1.2 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangées supérieures des boulons.

$d_1 = 500 \text{ mm}$, $d_2 = 400 \text{ mm}$, $d_3 = 320 \text{ mm}$.

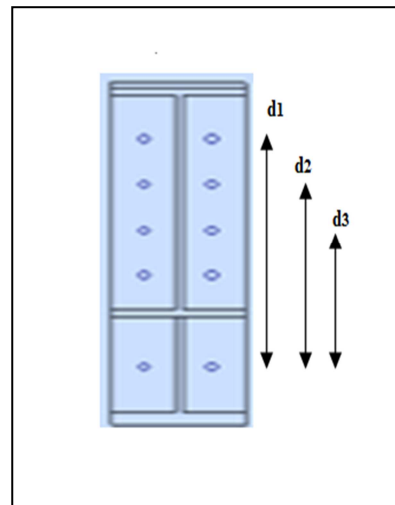
$$\sum di^2 = 0,51 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{Me \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{138,68 \times 0.50}{0.51} = 135,96 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{138,68 \times 0.40}{0.51} = 108,76 \text{ KN.}$$

$$N_3 = \frac{138,68 \times 0.32}{0.51} = 87,01 \text{ KN}$$

**X.5.2 Dimensionnement des boulons :**

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_P$ avec : $F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S$

$$A_S \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{135,96 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 97,11 \text{ mm}^2 < A_S \text{ de boulon}$$

Soit un boulons de diamètre $d_0 = 18 \text{ mm}$ et de classe 8.8 ; $A_S = 245 \text{ mm}^2$

X.5.3 Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_P \times \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245 = 137,2 \text{ KN par boulon}$$

Soit $137,2 \times 2 = 274,4$ KN pour chaque ranger

$$M_R = \frac{274,4 \times 0.51}{0.5} = 279,88 \text{ KN.m} > M_{sd} = 138,68 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

X.5.4 Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :

$$\text{Il faut vérifier que : } V_{sd} \leq V_R = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0.8F_{t.sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_S = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

n = nombre d'interfaces de frottement 1

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 135,2 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{78,76}{2} = 39,38 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{8,71}{10} = 0,87 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (137,2 - (0.8 \times 78,76))}{1.25} = 48,04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0,87 \text{ KN} < V_R = 48,04 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

X.5.5 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $B_{prd} < F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32,4 \text{ mm}$$

$t_p = 20$ mm épaisseur de la platine

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 32,4 \times 2 \times \frac{36}{1,25} = 352,68 \text{ KN}$$

Donc $B_{prd} = 352,68 \text{ KN} < F_{t.sd} = 39,38 \text{ KN}$ vérifier

X.5.6 Vérification a la pression diamétrale

il faut vérifier que $F_{V.sd} \leq F_{bRd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{50}{66}, \frac{100}{66} - \frac{1}{4}, \frac{600}{480}, 1\right) = 0,83$$

$$F_{bRd} = 2,5 \times 0,83 \times 2 \times 2 \times \frac{36}{1,25} = 239,04 \text{ KN} > 7,98 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale

X.5.7 Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure :

X.5.7.1 Epaisseur de la platine :

Soit $e = 30$ mm

➤ Gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_w \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 8,6 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

➤ Gorge reliant la semelle :

$$4 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_f \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 13,5 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 7 \text{ mm}$$

X.5.7.2 Distribution des efforts sur les différents cordons :

• Cordon âme platine :

Chaque cordon reprend : $V / 2 = 8,71 / 2 = 4,35 \text{ KN}$

• Cordon semelle :

$$L = 2b - t_w = 360 - 8,6 = 351,4 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 138,68 / 0,351 = 395,09 \text{ KN}$$

X.5.7.3 Vérification de l'assemblage:

- Cordon semelle platine :

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \text{ (EC3 Art 6.6.5.3)}$$

$$\beta_w = 0,8, \quad \gamma_{mw} = 1,25, \quad f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$L = \frac{395,09 \cdot \sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25}{7 \cdot 36} = 9,29 \text{ cm}$$

$$L = 35,64 \text{ cm} > 9,29 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

X.6 Assemblage des éléments de la Poutre au vent :

X.6.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum : $N_{\max} = 81,82 \text{ KN}$

On utilise 3 boulons classe 6,8 soumis au cisaillement d'où:

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_{Vsd} = \frac{N_{\max}}{n \cdot p} = \frac{81,82}{3} = 27,27 \text{ KN}$$

$$F_{V,rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0,5 f_{ub}} = \frac{1,25 \times 27,27 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 113,62 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M16 avec $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$ et $d_0 = 18 \text{ mm}$

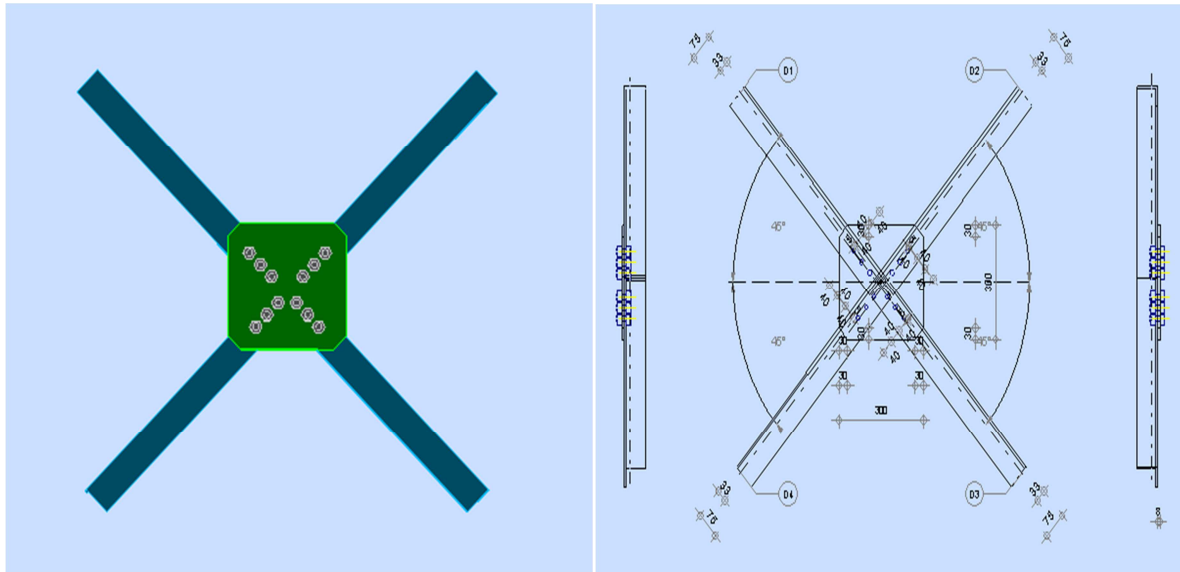
➤ Disposition des boulons:

$$e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 = 33 \text{ mm}$$

$$p_1 = 40 \text{ mm}$$

On opte pour 3 Boulons ordinaires M16 avec un gousset de 8mm.



X.6.1.1 Vérification de la pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.49$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.49 \times 2 \times 0.8 \times \frac{60}{1.25} = 125,44 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 125,44 \text{ KN} > F_{V,sd} = 77,32 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

X.6.1.2 Vérification vis-à-vis de la rupture de la section nette

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v,sd}$$

Avec : $A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (80 - 22) \times 8 = 464 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1145 - (22 \times 8) - 464 = 505 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3.A_1 + A_2} = \frac{1392}{1392 + 505} = 0,73$$

$$A_{net} = 2(464 + 0,73 \times 505) = 1665,3 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0.9 \times 1665,3 \times \frac{80}{1.25} = 950,4 \text{ KN} > F_{v,sd} = 35.9 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

X.6.1.3 Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs

$$L = (n-1) P_1 = (3-1) \cdot 6 = 12 \text{ cm}$$

$$L < 15 \cdot d = 15 \cdot 2 = 30 \text{ cm}$$

Donc : L'assemblage n'est pas long.

X.6.2 Dimensionnement du cordon de soudure

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\text{max}}$$

Avec :

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\text{max}} = 8 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 8 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ mm} \Rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

(EC3 Art 6.6.5.2)

X.6.2.1 Les longueurs de soudures :

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

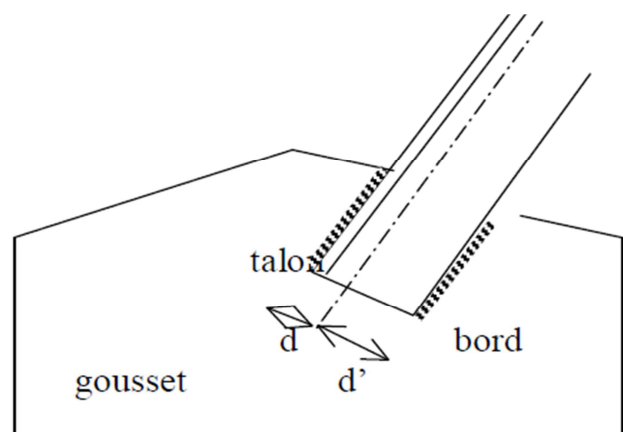
Avec :

N : effort repris par une cornière N=231,96KN

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0}=1,25$.

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360 \text{ MPa}$



FigureX.3 : longueurs des soudures.

a : Gorge de la soudure $a = 4\text{mm}$.

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au talon

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{231,96 \times 1,25 \times 0,8 \times \sqrt{3}}{0,4 \times 36 \times \left(1 + \frac{2,14}{5,36}\right)} = 11,48\text{cm}$$

Soit $L_{\text{talon}} = 9,5\text{cm}$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{231,96 \times 1,25 \times 0,8 \times \sqrt{3}}{0,4 \times 36 \times \left(1 + \frac{5,36}{2,14}\right)} = 5,74\text{cm}$$

Soit $L_{\text{bord}} = 6\text{cm}$

X.7 Assemblage de l'échantignolle

X.7.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{vz} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

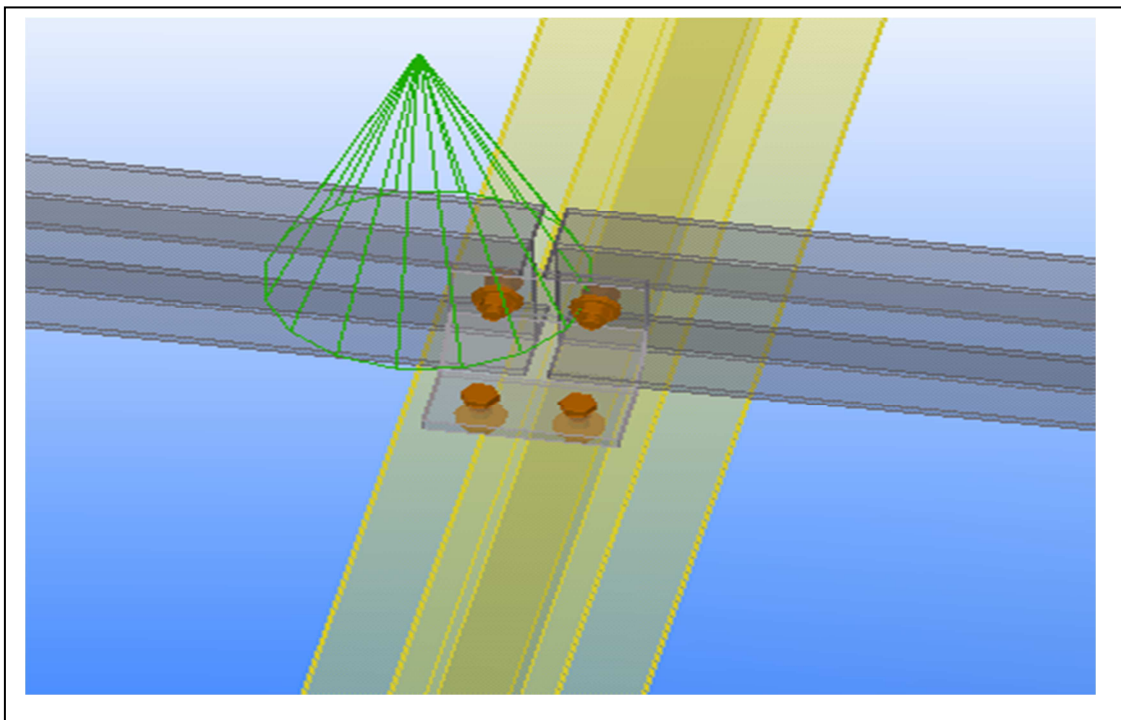


Figure X.4: Vue perspective de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

$R_{VZ \max} = 12,08 \text{ KN}$ et celui due au vent (voire chapitre pré-dimensionnement calcul de L'échantignolle).

$$F_{V.sd} = \frac{R_{Vz \max}}{n.p} = \frac{12,08}{2} = 6,04 \text{ KN}$$

$$F_{V.rd} = \frac{0.5 \times A_S \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_S \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V.sd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 6,04 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 25,16 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec $A_S=0.843 \text{ cm}^2$ et $d_0=13 \text{ mm}$

$$F_{V.rd} = \frac{0.5 \times 0.843 \times 60}{1.25} = 20.23 \text{ KN} > F_{V.sd} = 6,04 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

X.7.2 Assemblage de l'échantignolle sur la traverse

Dans ce cas, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_Z = 12,08 \text{ KN}$$

$$V_Y = 0,556 \text{ KN}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$.

$$\frac{F_{V.sd}}{F_{V.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 \times F_{t.rd}} \leq 1$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = 0.9 \times A_S \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.9 \times 0.843 \times \frac{60}{1.25} = 36.41 \text{ KN}$$

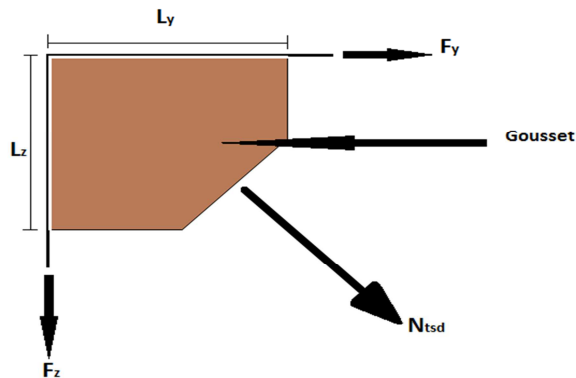
$$F_{V.sd} = 0.5 \times A_S \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.5 \times 0.843 \times \frac{60}{1.25} = 20.23 \text{ KN}$$

$$\frac{0,556}{20.23} + \frac{6,04}{1.4 \times 36.41} = 0.145 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

X.8 Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t,sd}=62,09 \text{ KN}$.

X.8.1 Assemblage gousset-nœud du portique :



FigureX.5 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

X.8.1.1 Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

TableauX.4:Épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

On a :

$N_{t,Sd} = 62,09\text{kN}$; donc on prend : $e = 10\text{ mm}$

X.8.1.2 Pré dimensionnement de la gorge de soudure

La gorge de soudeur doit vérifier la condition suivante

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

Avec : **(EC3 Art 6.6.5.2)**

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 10\text{mm}$ (épaisseur du gousset)

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 8\text{cm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{cm}$$

Donc on opte pour $a = 4\text{mm}$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot F_u} \dots\dots\dots(I)$$

$$F_y = N_{sd} \cdot \cos \alpha$$

$$F_z = N_{sd} \cdot \sin \alpha$$

$$\text{avec } \tan \alpha = \frac{7}{6} \Rightarrow \alpha = 49.4$$

$$\text{donc } F_y = 40,40 \text{ KN}$$

$$F_z = 47,14 \text{ KN}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$L_y \geq \frac{40,40 \times 0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}}{0,4 \times 36} = 4,85 \text{ cm}$$

$$L_z \geq \frac{47,14 \times 0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}}{0,4 \times 36} = 5,67 \text{ cm}$$

Soit $L_y = L_z = 8 \text{ cm}$

X.8.2 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

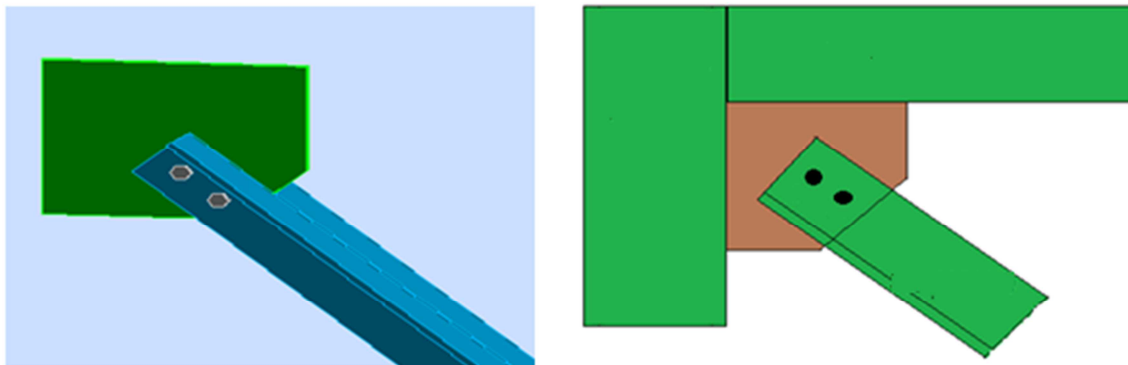


Figure X.6: Assemblage des diagonales sur gousset.

X.8.2.1 Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{Vsd} = \frac{N_{\max}}{n \cdot p} = \frac{62,09}{2} = 34,54 \text{ KN}$$

Avec : p : nombre de plan de cisaillement

X.8.2.2 Dimensionnement des boulons :

$$F_{V,rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 34,54 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 143,93 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M16 avec $A_s=157\text{mm}^2$ et $d_0=18\text{mm}$

- Disposition géométrique :**

Cornière L (90*90*9), t = 10 mm

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq d_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \begin{cases} 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \\ 39.6 \leq d_1 \leq 140 \\ 27 \leq e_2 \end{cases}$$

Soit $e_1 = 10 \text{ cm}$ $P_1 = 12 \text{ cm}$ $e_2 = 5 \text{ cm}$

X.8.2.3 Vérification de l'Assemblage trop long :

$$L = (n-1)P_1 = (2-1) 12 = 12 \text{ cm}$$

$$L < 15 \cdot d = 15 \cdot 12 = 180 \text{ mm}$$

$L < 15 d = 180 \text{ mm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

X.8.2.4 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{P,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$F_{P,rd} = 2.5 \times 1 \times 12 \times 10 \times \frac{80}{1.25} = 192 \text{ KN}$$

$$F_{P,rd} = 192 \text{ KN} > F_{V,rd} = 62,09 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

X.8.2.5 Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (60 - 13) \times 10 = 470 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 900 - (13 \times 10) - 470 = 300 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3.A_1 + A_2} = \frac{1410}{1410 + 300} = 0,82$$

$$A_{net} = 2(470 + 0,48.331) = 716 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.rd} = 0,9 \times 7,16 \times \frac{80}{1,25} = 412,41 \text{ KN} > F_{v.sd} = 62,09 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

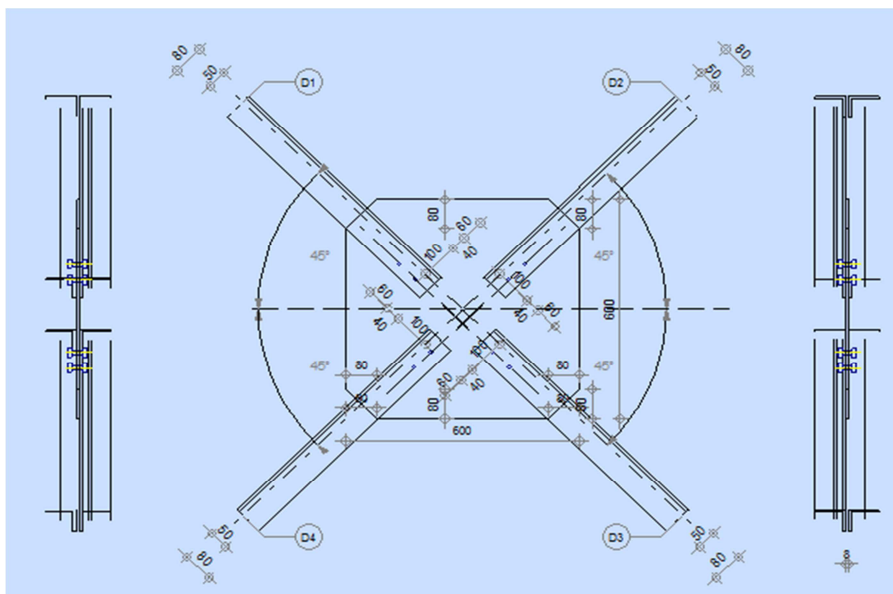
X.8.3 Assemblage palée en croix de saint André :

Figure X.7: Vue de l'assemblage de la palée de stabilité en 3D.

X.8.3.1 Dimensionnement des boulons :

$$F_{V.rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 62,09 \times 10^3}{0.5 \times 800} = 193,37 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M20 avec $A_s=245\text{cm}^2$ et $d_0=22\text{mm}$

X.8.3.2 Disposition géométrique :

Cornière L (90*90*9), $t = 10 \text{ mm}$

$$\begin{array}{l} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq d_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{array} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 120 \\ 48,4 \leq d_1 \leq 112 \\ 33 \leq e_2 \end{cases} \quad [\text{EC3 ; Article 6.5.1.8}]$$

Soit $e_1 = 5 \text{ cm}$ $P_1 = 10 \text{ cm}$ $e_2 = 3 \text{ cm}$

X.8.3.3 Vérification de l'Assemblage trop long :

$$L = (n-1)P_1 = (2-1)10 = 10\text{cm}$$

$$L < 15 \cdot d = 15 \cdot 12 = 18\text{cm}$$

$L < 15 \cdot d = 180\text{mm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

X.8.3.4 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.75$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.75 \times 2,2 \times 1 \times \frac{80}{1.25} = 264 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 264 \text{ KN} > F_{Vsd} = 123,76 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

X.8.3.5 Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v,sd}$$

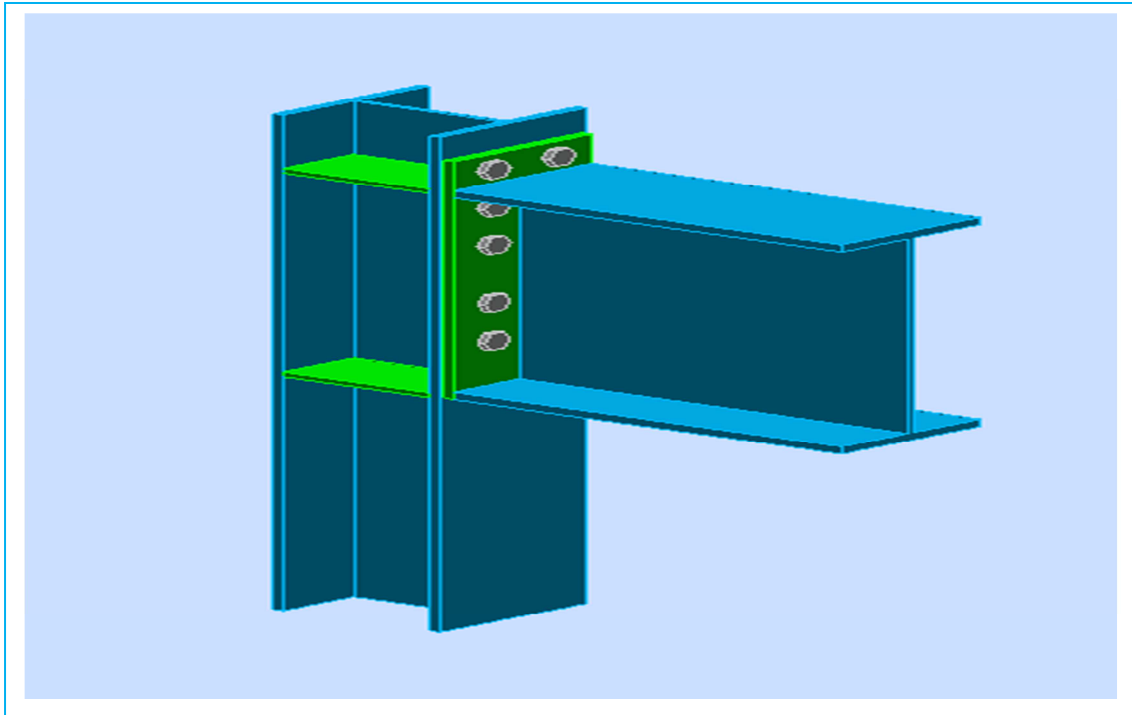
$$\text{Avec : } A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_{net} = 716 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0.9 \times 7,16 \times \frac{80}{1.25} = 412,41 \text{ KN} > F_{v,sd} = 123,76 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

X.9 Assemblage poteau HEA180 _ poutre maîtresse IPE360 :

- l'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant.



FigureX.8: Représentation de l'assemblage Poteau –poutre maitresse

X.9.1 La disposition constructive des boulons

On choisit des boulons M16 de diamètre ϕ 16 de classe 8,8

Nombre de boulons = 10

Nombre de files : $n = 2$

Section nominale du boulon $A = 314 \text{ mm}^2$

Section résistante de la partie fileté : $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Poteau HEA180

Traverse : IPE330

$M_{\max} = 106,36 \text{ KN.m.}$

$V_{sd_{\max}} = 85,13 \text{ KN.}$

X.9.2 Condition de résistance des boulons :

- **Distance entre axe des boulons :**

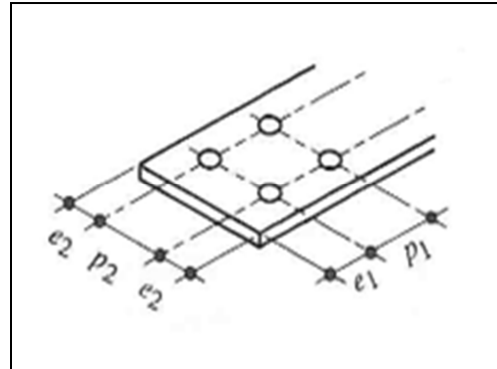
Entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$



On prend : $P_1 = 80 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 75 \text{ mm}$

- **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.5d_0$$

$$e_1 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 40 \text{ mm}$.

- **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 40 \text{ mm}$.

X.9.3 Détermination des efforts dans les boulons

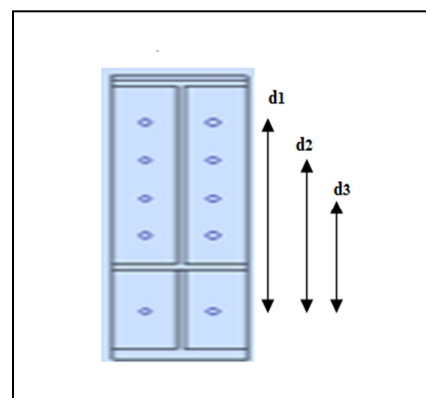
Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 2 rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 320 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 295 \text{ mm.}$$

$$D_3 = 230 \text{ mm.}$$

$$\sum d_i^2 = (320)^2 + (295)^2 + (230)^2 = 0,24 \text{ m}^2$$



$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{106,36 \times 0,32}{0,24} = 181,33 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{106,36 \times 0,295}{0,24} = 130,73 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{106,36 \times 0,23}{0,24} = 101,92 \text{ KN}$$

X.9.4 Dimensionnement des boulons

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_P$ avec : $F_P = 0,7 \times f_{ub} \times A_S$

$$A_S \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{183,33 \times 10^3}{0,7 \times 800 \times 2} = 163,68 \text{ mm}^2 < A_S = 245 \text{ mm}^2 \text{ de boulon}$$

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 22 \text{ mm}$; de classe 8,8 ; $A_S = 245 \text{ mm}^2$

X.9.5 Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_R = \frac{F_P \times \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$$F_P = 0,7 \times f_{ub} \times A_S = 0,7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245 = 137,2 \text{ KN par boulon}$$

$$M_R = \frac{137,2 \times 0,24}{0,32} = 102,9 \text{ KN.m}$$

Soit $102,9 \times 2 = 205,8 \text{ KN}$ pour les deux dernier boulons

$$M_R = 205,8 \text{ KN.m} > M_{sd} = 106,36 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

X.9.6 Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement+ traction

$$\text{Il faut vérifier que : } V_{sd} \leq V_R = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0,8 F_{t, sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_S = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous a tolérance normal

$$\gamma_{M_s} = 1.25$$

n = nombre d'interfaces de frottement

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245 = 137,2 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{181,33}{2} = 90,66 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{85,13}{10} = 8,51 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (137,2 - (0.8 \times 90,66))}{1.25} = 51,13 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 8,51 \text{ KN} < V_R = 51,13 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

X.9.7 Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que : $B_{prd} < F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32.4 \text{ mm}$$

$$t_p = 9,5 \text{ mm} \quad (t_f \text{ de poteau HEA180})$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } B_{prd} = 0,6 \times 3.14 \times 3.24 \times 0.95 \times \frac{36}{1.25} = 167,01 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } B_{prd} = 167,01 \text{ KN} > F_{t.sd} = 90,66 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

X.9.8 Vérification a la pression diamétrale :

il faut vérifier que $F_{V.sd} \leq F_{bRd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

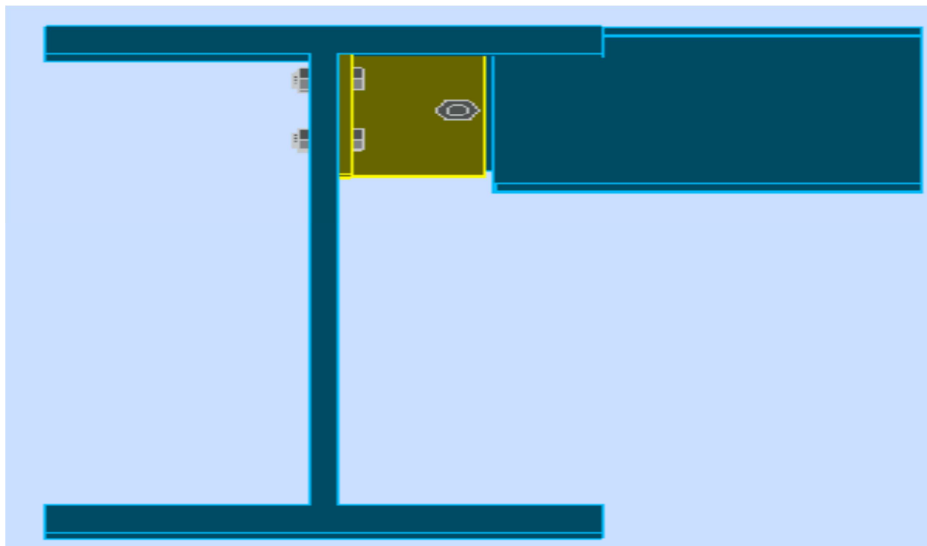
$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{40}{66}, \frac{80}{66} - \frac{1}{4}, \frac{800}{640}, 1\right) = 0.83$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 0,60 \times 1,6 \times 0,95 \times \frac{36}{1,25} = 109,44 \text{ KN} > 15,77 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale.

X.10 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{sd} = 41,16$



FigureX.9 : Assemblage solive-poutre principale.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 8,8 caractérisé par :
 $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$. (Limite de la résistance ultime à la traction).

$f_{yb} = 640 \text{ MPa}$. (Limite d'élasticité).

On choisit une cornière de (L80×80×8)

X.10.1 Dimensionnement des boulons

- **Choix des boulons:**

- a) **Coté solive :**

$$F_{V,rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0,5 f_{ub}} = \frac{1,25 \times 20,58 \times 10^3}{0,5 \times 800} = 64,31 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M14 avec $A_s = 115 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 15 \text{ mm}$

Coté poutre principale

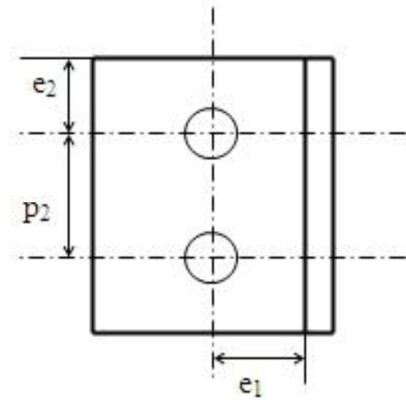
On choisit le même type des boulons M14 avec : $A_S = 115\text{mm}^2$

X.10.2 Disposition constructive

Distance entre axes des boulons:

$$\left. \begin{cases} 3d_0 \leq p_2 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \leq 12t \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \right\} d'ou \left\{ \begin{cases} 39\text{mm} \leq p_2 \leq 84\text{mm} \\ 19,5\text{mm} \leq e_2 \leq 72\text{mm} \\ 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 72\text{mm} \\ 28,6\text{mm} \leq p_1 \leq 84\text{mm} \end{cases} \right.$$

$$\left. \begin{cases} p_1 = 60\text{mm} \\ p_2 = 50\text{mm} \\ e_1 = 35\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \end{cases} \right.$$



FigureX.10: Disposition des boulons

X.10.3 Vérifications nécessaires

Assemblage long :

Assemblage long $\Rightarrow L > 1,5 d$

$$L = (n - 1) \times P_2 = (2 - 1) \times 50 = 50\text{mm}$$

$$15d = 15 \times 12 = 180\text{mm} \succ L$$

\rightarrow L'assemblage n'est pas trop long.

La pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,77$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.77 \times 1.4 \times 0.6 \times \frac{80}{1.25} = 48.38\text{KN}$$

$$F_{p,rd} = 103,48\text{KN} \succ F_{V,sd} = 41,16\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

X.10.4 Cisaillement du bloc

La rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

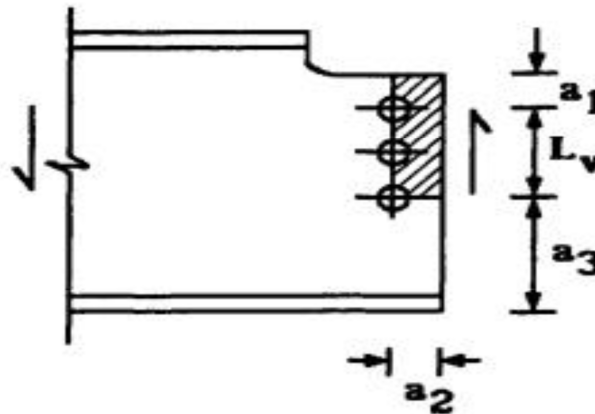


Figure X.11 : Schéma de cisaillement du bloc.

Il faut vérifier : $V_{sd} \leq V_{eff, Rd}$

$$V_{eff, rd} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{A_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$L_{eff} = L + L_1 + L_2$$

$$L = a_1 = e_2 = 35mm$$

$$L = P_2 = 0mm$$

$$L_2 = (a_1 - k) \left(\frac{f_u}{f_y} \right) = 23.6mm$$

$$L_{eff} = 30 + 50 + 23.6 = 103.6mm$$

$$A_{net} = t \cdot L_{eff} = 103,6 \cdot 7 = 725,2$$


D'où

$$v_{eff} = 81.6KN$$

$$v_{eff} = 98,36KN > 41,16KN \text{ Pas de risque de cisaillement du bloc.}$$

X.11 Vérification des assemblages avec le logiciel robot :

- Asemblage : poteaux HEA320_traverse IPE400



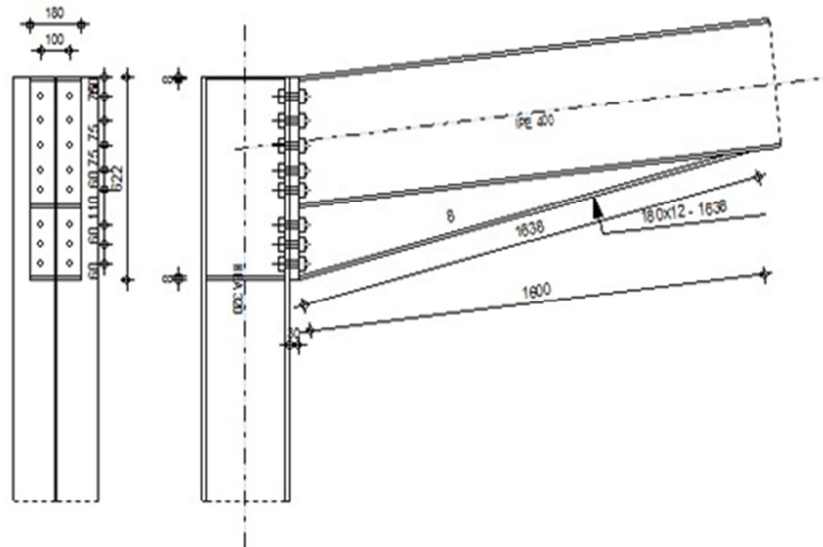
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,98



IX GENERAL

Assemblage N° : 2
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure : 7
 Barres de la structure : 657, 7

X GEOMETRIE

XI POTEAU

Profilé : HEA 320
 Barre N° : 657

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	310	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	124,37	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	22928,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance

XII POUTRE

Profilé :		IPÉ 400
Barre N° :		7
$\alpha =$	6,2 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	180 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128,40 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER	
$f_{yb} =$	235,00 [MPa]	Résistance

XIII BOULONS

$d =$	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
$h_1 =$	60 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100 [mm]	
Entraxe $p_i =$	75;75;75;60;110;60;60 [mm]	

XIV PLATINE

$h_p =$	622 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	180 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	30 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER	
$f_{yp} =$	235,00 [MPa]	Résistance

XV JARRET INFERIEUR

$w_d =$	180 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	220 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1600 [mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	13,9 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER E24	
$f_{ybu} =$	235,00 [MPa]	Résistance

XVI RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	279 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	146 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8 [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER	
$f_{ysu} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	279 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	146 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8 [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER	

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

XVII SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 7$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

XVIII COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

XIX EFFORTS

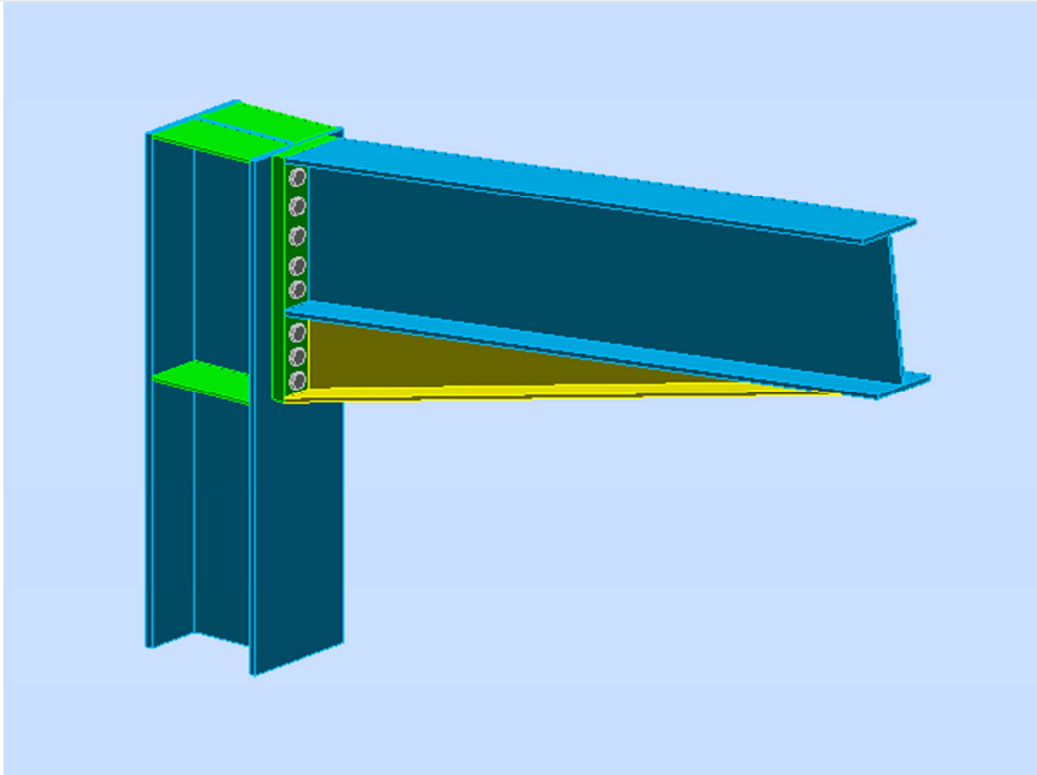
Etat limite : ultime

Cas : 31: ELU6 4*1.50+14*1.00


$M_{b1,Ed} = -209,16$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 88,68$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 159,71$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = -209,65$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = 163,07$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = 89,21$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,98



- Asemblage :poutre maitresse IPE360_solive IPE240



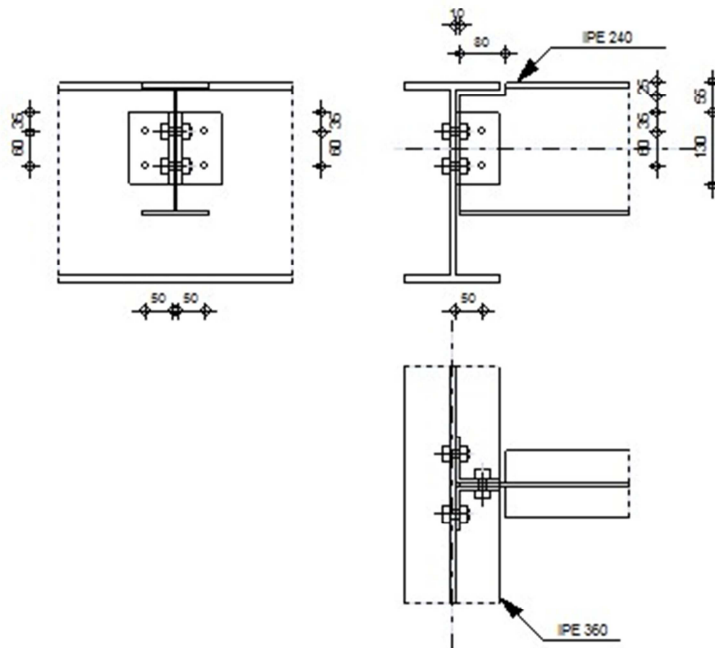
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,70



XX GENERAL

Assemblage N° : 37
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure : 89
 Barres de la structure : 48, 62

XXI GEOMETRIE

XXII POUTRE PRINCIPALE

Profilé : IPE 360
 Barre N° : 48

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 360$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 170$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 18$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau : ACIER

$f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

XXIII POUTRE

Profilé :	IPE 240		
Barre N° :	62		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,12	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	3891,63	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

XXIV ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	25	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	80	[mm]	Longueur de l'encoche

XXV CORNIERE

Profilé :	CAE 80x8		
$h_k =$	80	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	80	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	10	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau :	ACIER		
$f_{yk} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

XXVI BOULONS**XXVII BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Classe =	8.8		Classe du boulon
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	16	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

XXVIII BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Classe =	8.8		Classe du boulon
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	16	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons

XXVIII BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Classe =	8.8	Classe du boulon
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	35 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60 [mm]	Entraxe

XXIX COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

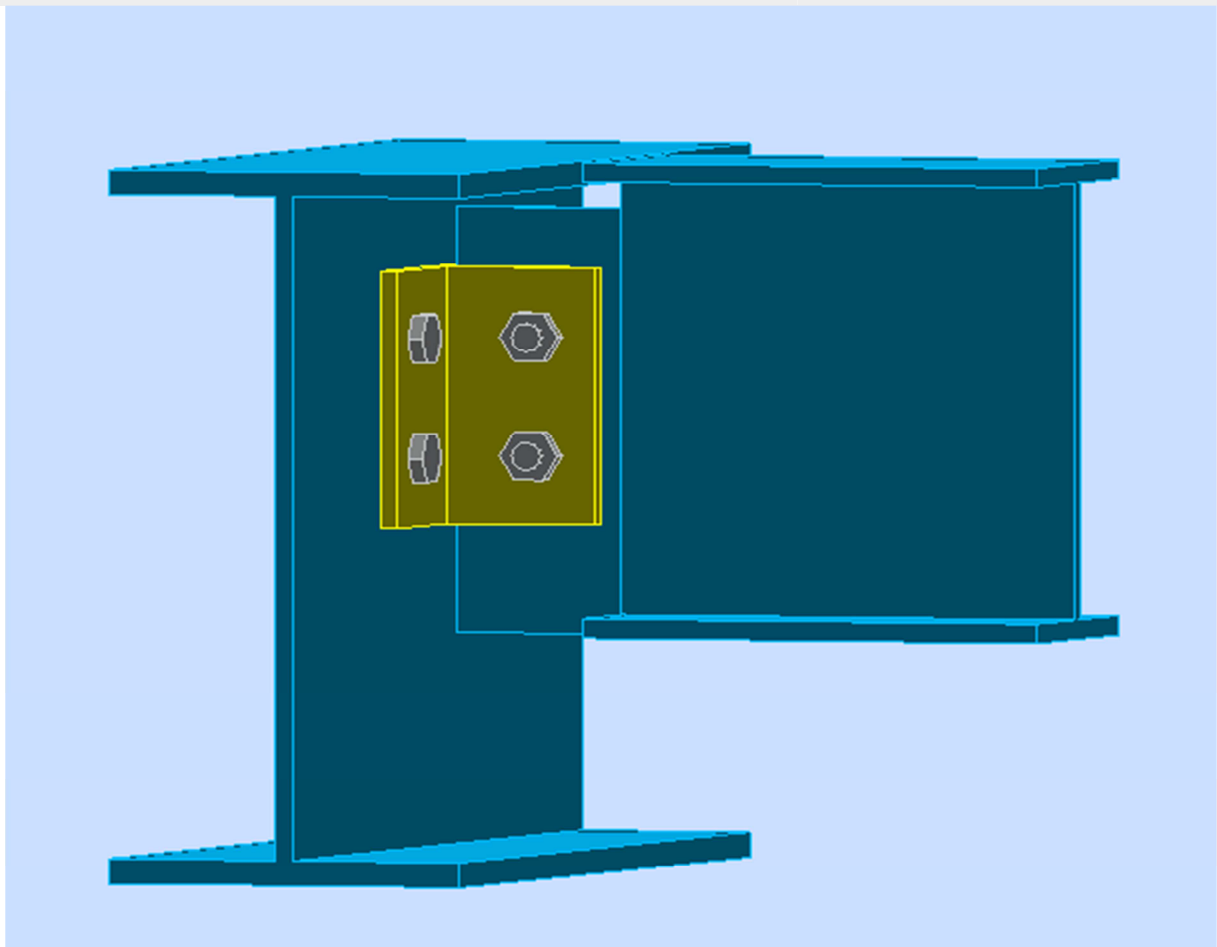
XXX EFFORTS

Cas : 16 : ELU1 14*1.35+2*1.50

N _{b,Ed} =	0,00	[kN]	Effort axial
V _{b,Ed} =	-41,16	[kN]	Effort tranchant
M _{b,Ed} =	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,70



- Assemblage : poteau HEA320_poutre sablière du pont roulant IPE120



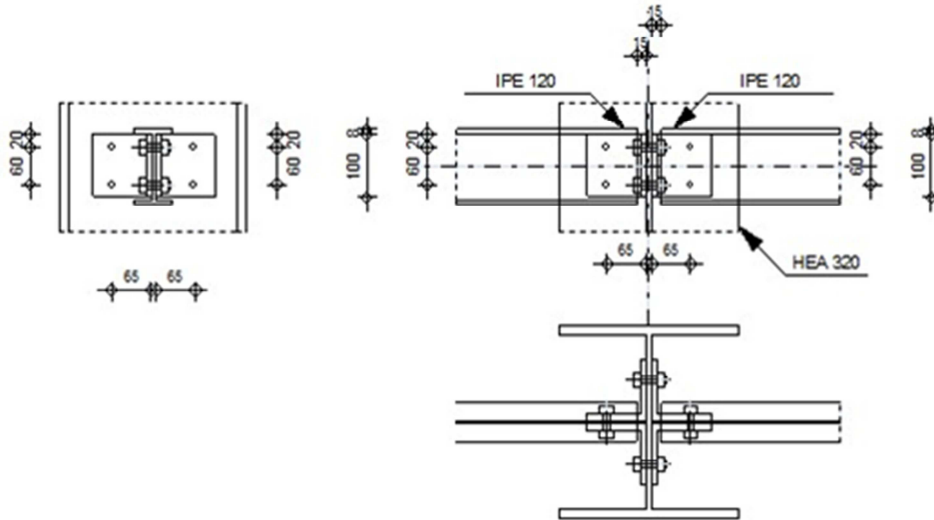
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,93



GENERAL

Assemblage N° : 5
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure : 606
 Barres de la structure : 9, 578, 577

XXXI GEOMETRIE

XXXII POTEAU

Profilé : HEA 320
 Barre N° : 9

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	310	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	124,37	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	22928,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

XXXIII COTE GAUCHE

XXXIV POUTRE

Profilé :	IPÉ 120
Barre N° :	578
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	120 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{bl} =$	64 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	4 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	6 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	7 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	13,21 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{ybl} =$	317,75 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER
$f_{ybl} =$	235,00 [MPa] Résistance de calcul
$f_{ubl} =$	365,00 [MPa] Résistance à la traction

XXXV CORNIERE

Profilé :	CAE 100x10
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_{kl} =$	100 [mm] Hauteur de la section de la cornière
$b_{kl} =$	100 [mm] Largeur de la section de la cornière
$t_{fkl} =$	10 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kl} =$	12 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_{kl} =$	100 [mm] Longueur de la cornière
Matériau :	ACIER
$f_{ykl} =$	235,00 [MPa] Résistance de calcul
$f_{ukl} =$	365,00 [MPa] Résistance à la traction

XXXVI BOULONS**XXXVII BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

Classe =	8.8	Classe du boulon
$d =$	12 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	14 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,84 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,13 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	20 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

XXXVIII COTE DROITE**XXXIX POUTRE**

Profilé :	IPÉ 120
Barre N° :	577
$\alpha =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	120 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{br} =$	64 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	4 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	6 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	7 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	13,21 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{ybr} =$	317,75 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER
$f_{ybr} =$	235,00 [MPa] Résistance de calcul

$f_{ybr} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ubr} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

XL CORNIERE

Profilé :	CAE 100x10		
$h_{kr} =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kr} =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkr} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kr} =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_{kr} =$	100	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau :	ACIER		
$f_{ykr} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ukr} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

XLI BOULONS**XLII BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

Classe =	8.8		Classe du boulon
$d =$	12	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	14	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,84	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,13	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	20	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

XLIII BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Classe =	8.8		Classe du boulon
$d =$	12	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	14	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,84	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,13	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	20	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

XLIV COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

XLV EFFORTS

Cas : 31: ELU6 4*1.50+14*1.00

XLVI COTE GAUCHE

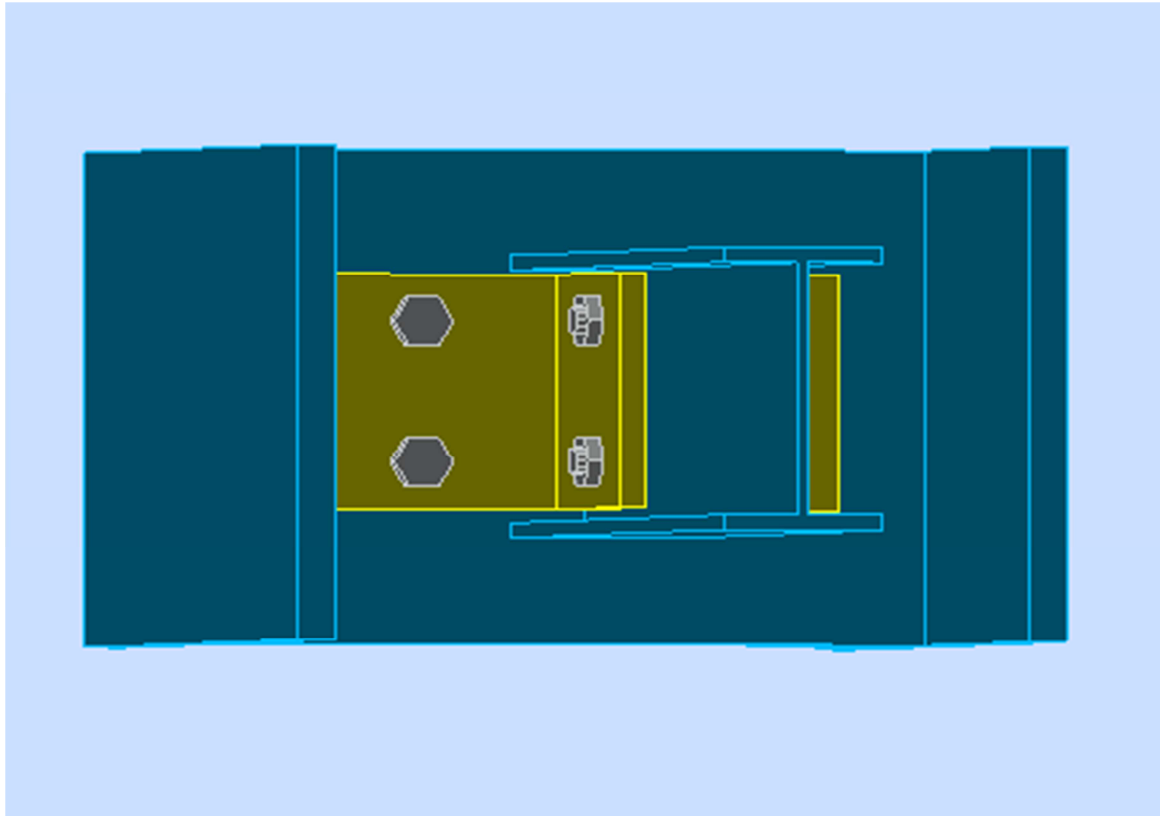
$N_{b2,Ed} =$	-20,61	[kN]	Effort axial
$V_{b2,Ed} =$	0,12	[kN]	Effort tranchant
$M_{b2,Ed} =$	-1,02	[kN*m]	Moment fléchissant

XLVII COTE DROITE

$N_{b1,Ed} = -16,42$ [kN] Effort axial
 $V_{b1,Ed} = -0,78$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b1,Ed} = 1,72$ [kN*m] Moment fléchissant

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,93



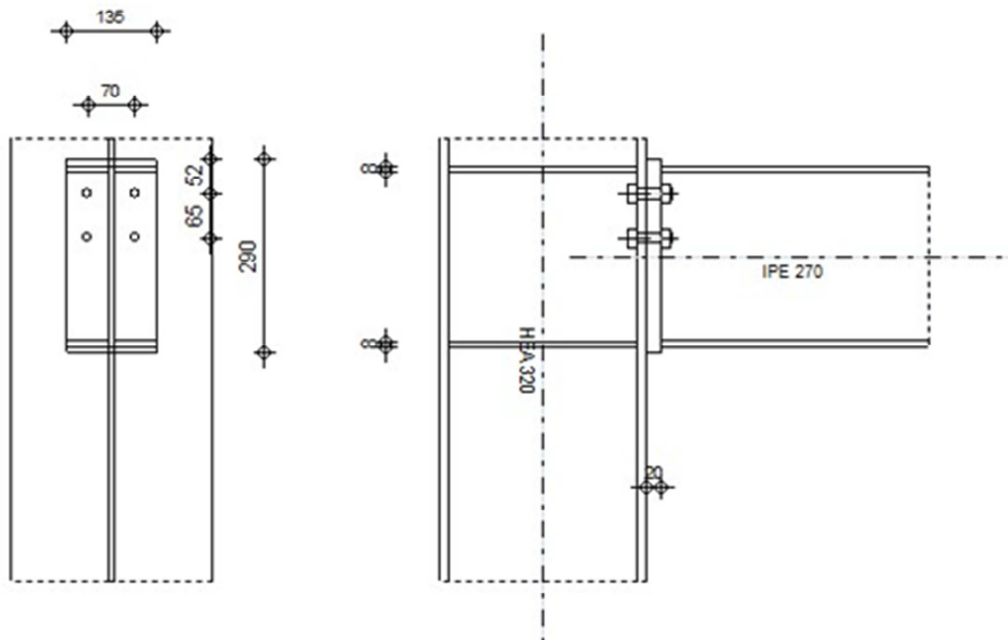
- Assemblage : poteau HEA320_corbou IPE270



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,29**GENERAL**

Assemblage N° : 2
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
 Noeud de la structure : 585
 Barres de la structure : 6, 537

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé : HEA 320
 Barre N° : 6
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 310$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 124,37$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 22928,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé : IPE 270
 Barre N° : 537

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	270	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	135	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	45,95	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	5789,78	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau : ACIER			
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	66,24	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	2		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	52	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	65	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	290	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	135	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau : ACIER			
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	279	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau : ACIER			
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	279	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau : ACIER			
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

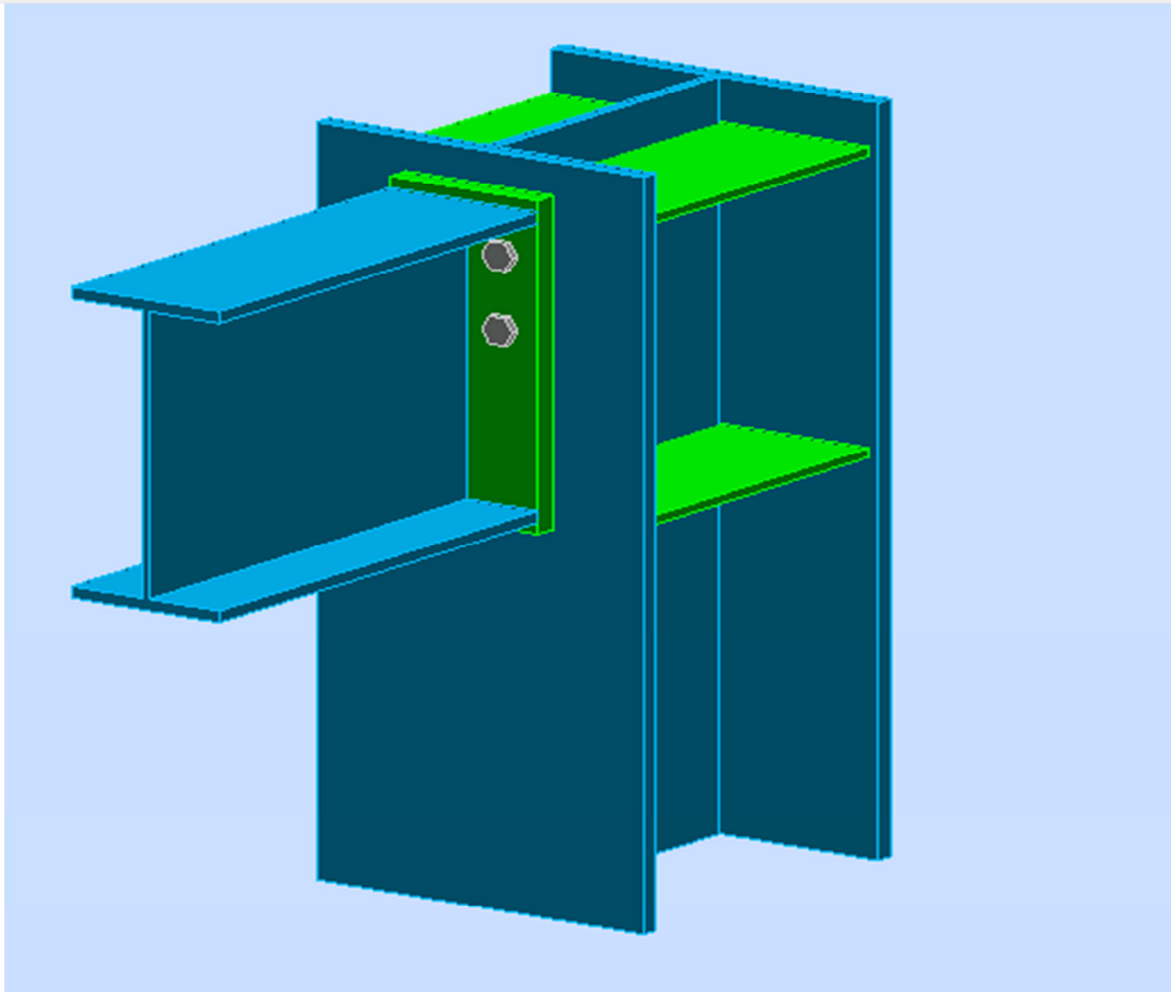
Etat limite : ultime

Cas : 31 : ELU6 4*1.50+14*1.00

$M_{b1,Ed} =$	1,22	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-2,79	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	0,23	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	25,02	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-149,78	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	81,59	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	26,24	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	149,55	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	85,03	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,29



- **Assemblage poteau HEA280_Poutre maitresse IPE360 :**

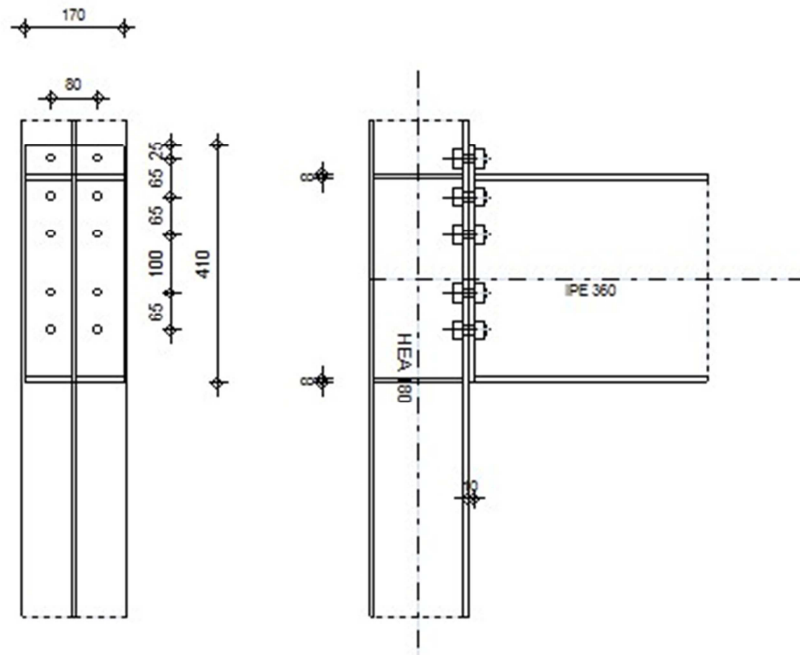


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,91**GENERAL**

Assemblage N° : 14
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
 Noeud de la structure : 70
 Barres de la structure : 32, 40

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé : HEA 180
 Barre N° : 32
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 171$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 180$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 15$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 45,25$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 2510,29$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé :	IPE 360		
Barre N° :	40		
$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	360	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	170	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	90,43	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	25	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	80	[mm]	
Entraxe $p_i =$	65;65;100;65	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	410	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	152	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	87	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	152	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	87	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
-----------------	------	---------------------------------

[2.2]

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

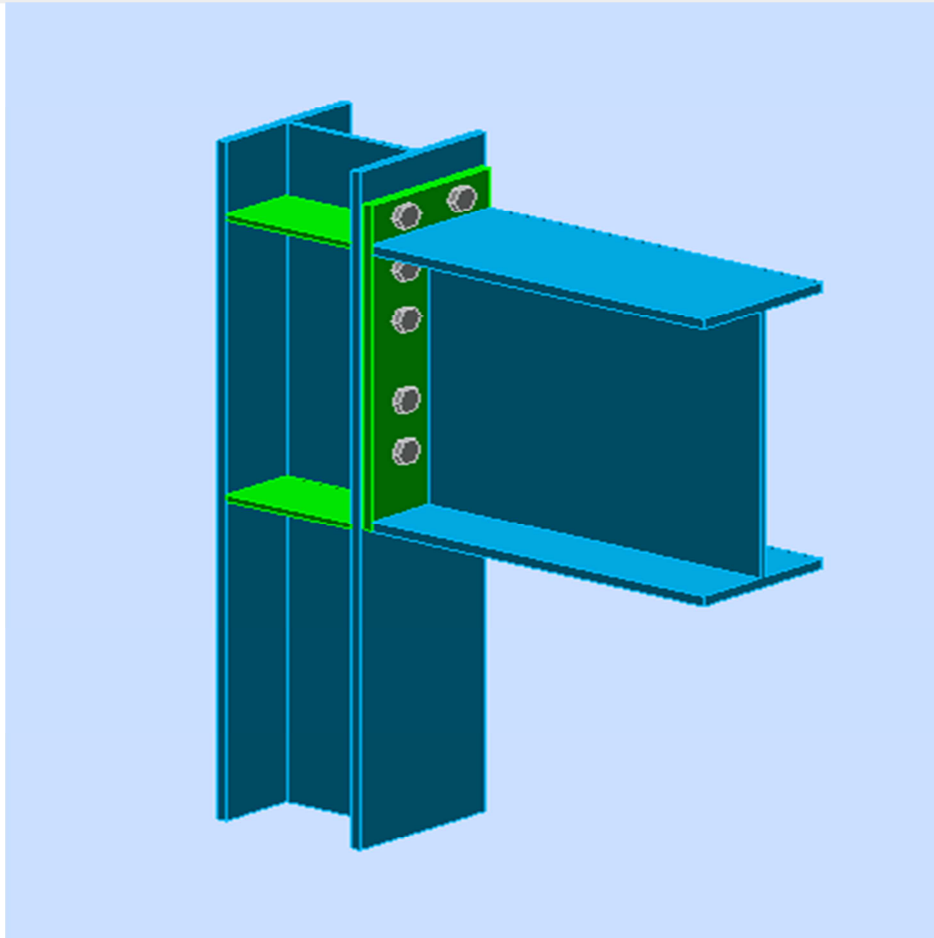
Etat limite : ultime

Cas : 16: ELU1 14*1.35+2*1.50

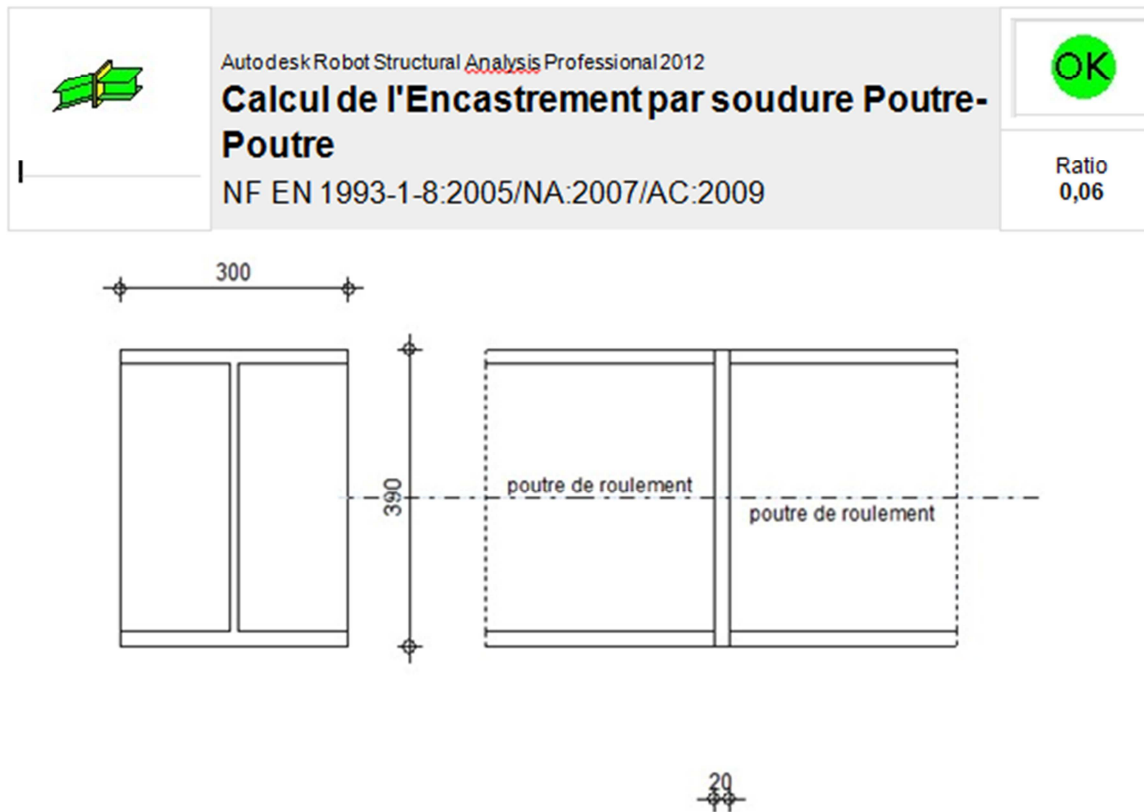
$M_{b1,Ed} =$	106,36	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-88,60	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	103,81	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	-85,13	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	1,98	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-1,14	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-219,90	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-0,57	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-0,08	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-5,14	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,91



- Assemblage par soudure : poutre de roulement poutre de roulement :



GENERAL

Assemblage N° : 6
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure : 634
 Barres de la structure : 556, 557

GEOMETRIE

COTE GAUCHE

POUTRE

Profilé : poutre de roulement
 Barre N° : 556

$\alpha =$	-180,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	390	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER
 $f_{yb} =$ 235,00 [MPa] Résistance

COTE DROITE**POUTRE**

Profilé :	poutre de roulement		
Barre N° :	557		
$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	390	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

PLATINE

$h_{pr} =$	390	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER		
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	3	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	5	[mm]	Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

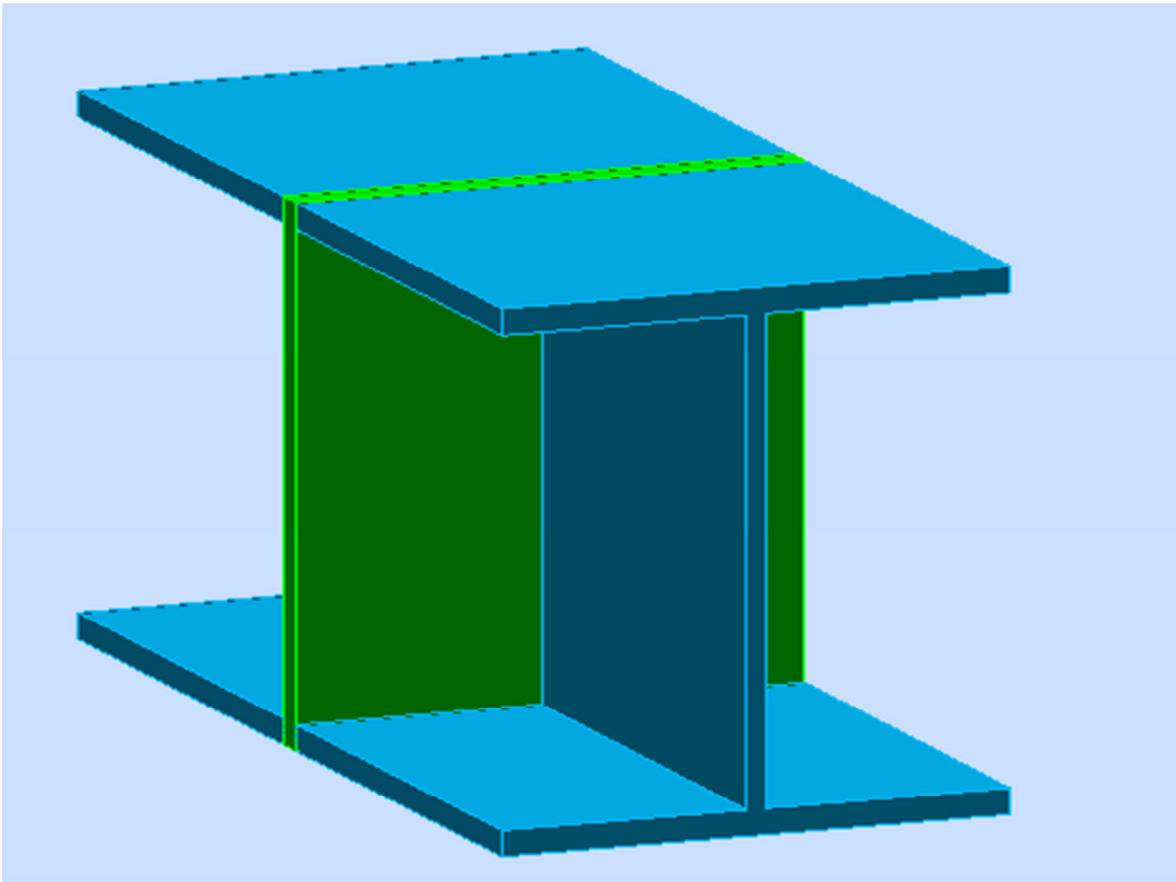
EFFORTS**Etat limite : ultime**

Cas : 30: ELU5 3*1.50+14*1.00

$M_{b1,Ed} =$	12,37	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-5,46	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	13,57	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,06



X.12 Calcul des pieds de poteaux :

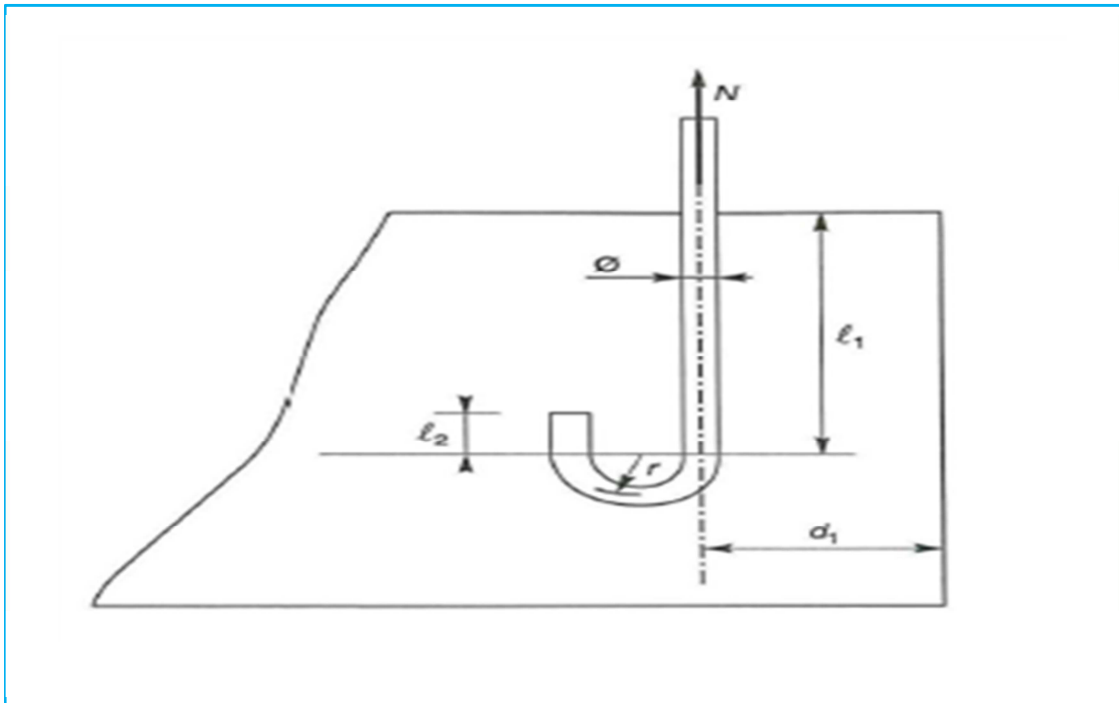
X.12.1 Introduction :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

X.12.2 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux HEA320 :

Les tiges seront dimensionnées avec l'effort $N_t=259,38$ KN



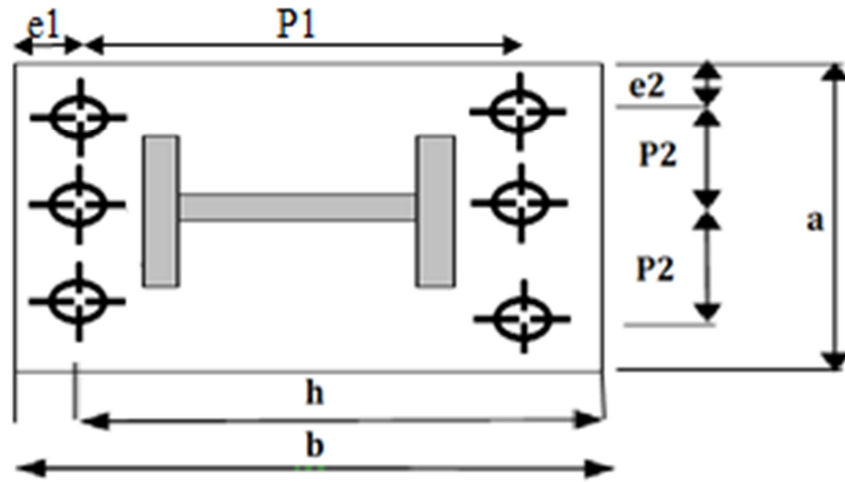
FigureX.12 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

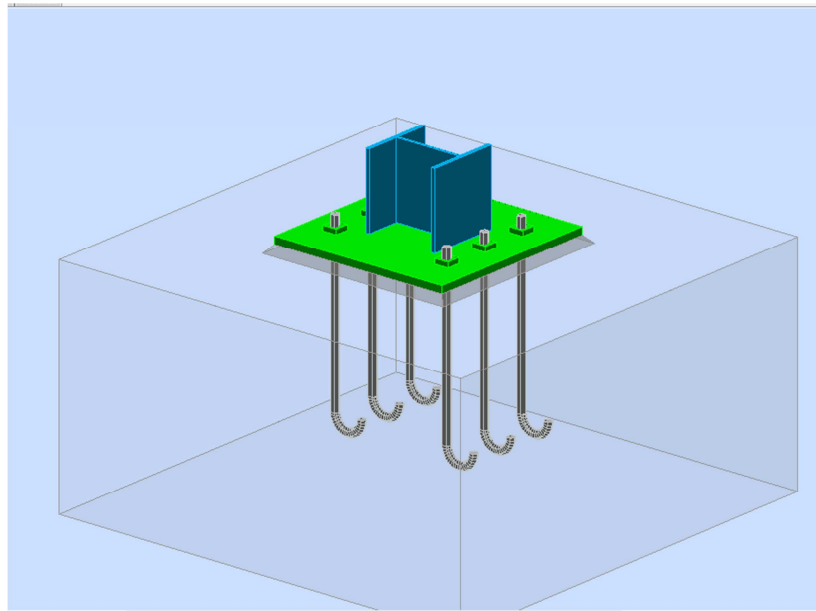
h : la hauteur de la section HEA320 $\Rightarrow h = 310$ mm

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150)$ mm

on prend : $c = 100$ mm



FigureX.13 : Dispositions constructives.



FigureX.14 : Vue 3D du pied de poteau encastré.

Les tiges d'ancrages sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction (N_{st}).

$$F = \frac{N_t}{n} = \frac{259,38}{6} = 43,23KN$$

n: l'encrage est réaliser par 6 tiges

N_t : effort sollicitant de traction.

$$F \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 43,23}{3,14 \times 23,5}} = 2,34 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\Phi=2,5$ cm.

X.12.2.1 Vérification de la tige d'ancrage:

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq \frac{N_t}{6} \quad (\text{CCM97})$$

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 2,5 = 50 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 1,5 = 5 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 7,5 \text{ cm}$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

N_a : effort normal résistant par scellement d'une tige.

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{2,5}{\left(1 + \frac{2,5}{5} \right)^2} (50 + 6,4 \times 7,5 + 3,5 \times 5) = 44,27 \text{ KN} > 43,23 \text{ KN}$$

D'où la condition est vérifiée.

X.11.2.2 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{225,53 \times 10^3}{259,58} = 0,86 \text{ m}$$

$$e = 86 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{50}{6} = 8,33$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 19,62 \text{ cm}^2$$

$$l = 48,5 \text{ cm}$$

$$h = 52 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h^3 + 3(l-h) \times h^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h^3 + 4,5h^2 + 3425,61h' - 161046,6 = 0$$

$$h' = 34,01$$

X.12.2.3 Vérification des contraintes dans le béton:

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 259,58 \times 48,5 \times 10}{50 \times 34,01 \times \left(52 - \frac{34,01}{3}\right)} = 3,75 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

La contrainte est vérifiée

X.12.2.4 Vérification des contraintes dans l'acier:

On doit vérifier que :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{2}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{259,48}{19,62} \cdot \frac{48,5 - 52 + \frac{34,01}{2}}{52 - \frac{34,01}{3}} = 43,92 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$

X.12.2.5 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:

- **Vérification dans la section 1-1:**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t, sont :

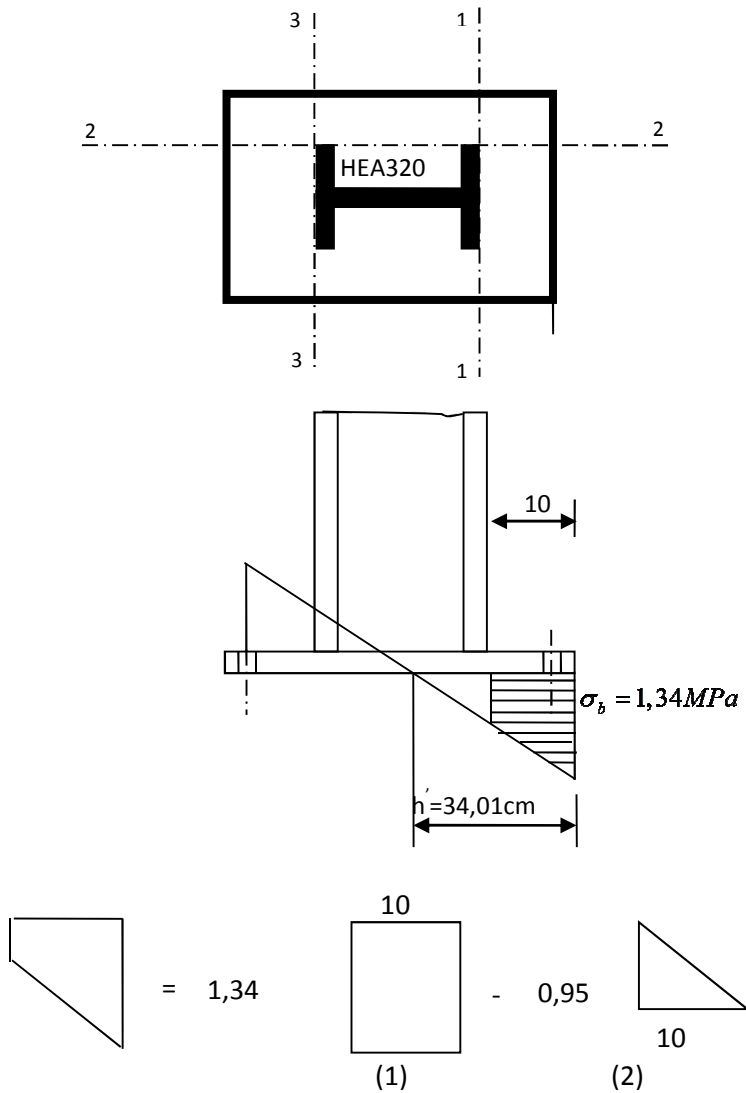


Figure X.15 : Vérification dans la section 1-1.

$$M_1 = \sigma_b \times d1 \times \frac{d1}{2}$$

$$\begin{cases} M_1 = 10 \times 6.35 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.318 \text{ KN.m} \\ M_2 = \left(10 \times \frac{1.87}{2} \right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0.031 \end{cases} \Rightarrow M = M_1 - M_2 = 0.287 \text{ KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour b= 1cm

$$\frac{I}{V} = \frac{(b.t^3)/12}{(t/2)} = \frac{bt^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{W_{el}} = \frac{0.287 \times 6 \times 10^2}{t^2} \leq f_y = 23.5 \text{ KN/cm}^2$$

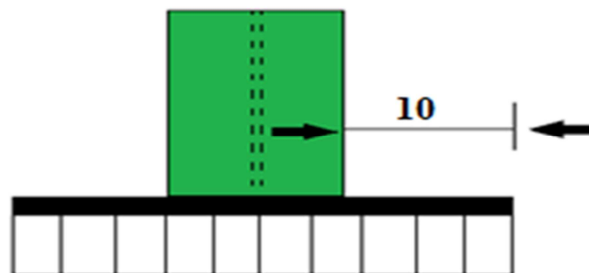
d'où $t \geq 2,7 \text{ cm}$

- **contrainte de flexion dans la section 2-2:**

Le même raisonnement on aura le moment maximal:

$$M = 6.35 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.365 \text{ KN.m}$$

$$d'ou : t \geq \sqrt{\frac{0.365 \times 6 \times 10^2}{23.5}} = 2.85 \text{ cm}$$



FigureX.16 : Vérification dans la section 2 – 2.

Vérification dans la section 3 - 3

Du cote tendu, la platine est soumise à un moment $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 37.68 \times 52.5 \times 10^{-1} = 197.82 \text{ KN}$$

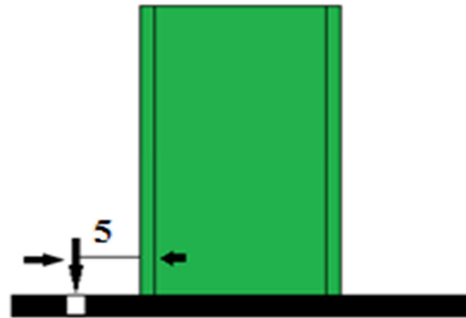
$$M = 0.1 \times 197.82 = 19.78 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut vérifiée que :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 19.78 \times 10^2}{50 \times 23.5}} = 3.18 \text{ cm}$$

En conclusion, on sélectionnera une platine d'épaisseur de 3,2 cm.



FigureX.17 : Vérification dans la section 3 – 3

X.12.2.6 Vérification de la bêche :

Si : $0,3 \times N < V \rightarrow$ La bêche est nécessaire

On a :

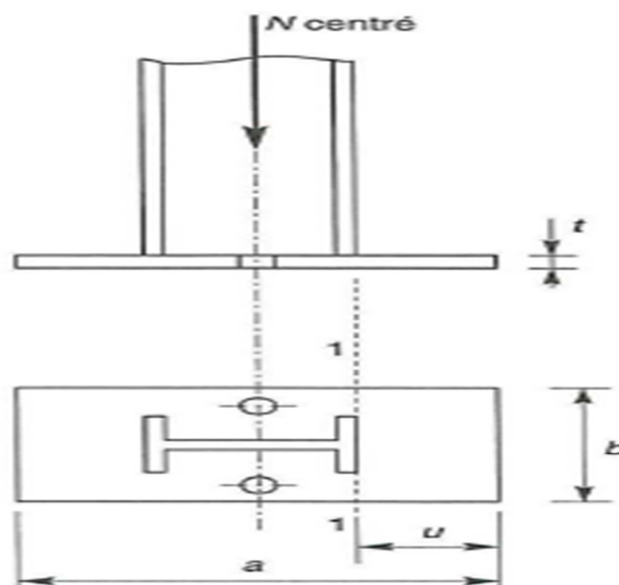
$$N = 175,41 \text{ KN}$$

$$V = 37,33 \text{ KN}$$

$0,3 \times N = 0,3 \times 175,41 = 52,62 \text{ KN} > V = 37,33 \text{ KN} \rightarrow$ La bêche est inutile.

X.12.3 Dimensionnement de la tige d'ancrage des potelets :

Le pied des potelets sont articulés



FigureX.18 : pied de poteau articulé

$$N_t = 36,32 \text{ KN}$$

h : la hauteur de la section IPE330 $\Rightarrow h = 400 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 ; 150) \text{ mm}$

on prend : $c = 100 \text{ mm}$

d'où : $a = h + 2c = 400 + 2 \times 100 = 530 \text{ mm}$

$b = b + 2c = 180 + 2 \times 100 = 380 \text{ mm}$

L'ancrage est réalisé par deux tiges

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 63,82}{3 \times 3,14 \times 23,5}} = 0,76 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\Phi = 1,2 \text{ cm}$.

X.12.3.1 Vérification de la tige d'ancrage:

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq \frac{N_t}{6} \quad (\text{CCM97})$$

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 2 = 40 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 2 = 4 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 6 \text{ cm}$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m^3

N_a : effort normal résistant par scellement d'une tige.

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{5} \right)^2} (40 + 6,4 \times 6 + 3,5 \times 4) = 32,53 \text{ KN} \geq \frac{63,82}{2} = 32,53 \text{ KN} \rightarrow \text{ok}$$

La condition est vérifiée

X.12.3.2 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de la fondation:

$L_p = 60\text{cm}$ (longueur de la platine)

$B_p = 38\text{cm}$ (largeur de la platine)

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = \frac{36,32 \times 10}{53 \times 38} = 0,180\text{MPa} < f_{ub} = 14,2\text{MPa}$$

X.12.3.3 Détermination de l'épaisseur de la platine:

Il faut vérifiée que :

$$\sigma \cdot b \cdot \frac{\mu^2}{2} \leq f_y \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} \quad \text{soit} \quad t \geq \mu \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 50 \times \sqrt{\frac{3 \times 0,180}{235}} = 2,39\text{mm} \quad \text{On prend : } t = 10\text{mm}$$

XI ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XI.1 Introduction :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

➤ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- _ La nature et le poids de la superstructure.
- _ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- _ La qualité du sol de fondation.

La contrainte admissible de notre sol site S_2 est : $\sigma_{sol} = 2$ bars

La profondeur d'ancrage : $D = 2$ m

XI.2 Calcul des fondations sous les poteaux:

XI.2.1 Détermination des sollicitations:

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + N + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1. RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91.

ELU: $1,35 (G+Q+P+N)$

ELS: $G+0,9(Q+P+N)$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	$G+Q+P+E$	$1,35(G+Q+P+N)$	$G+0.9(Q+P+N)$
N^{\max} (KN)	203,01	290,42	198,42
M_y (KN.m)	139,04	134,17	94,65
M_z (KN.m)	2,81	2,51	2,46
V_y (KN)	1,29	2,56	1,31
V_z (KN)	31,40	43,48	30,63

Tableau XI.1 : Les sollicitations à la base des poteaux

XI.2.2 Pré dimensionnement de la semelle de poteau HEA320

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaire ($H*B$).

h et b : dimension du poteau considéré. (HEA320)

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

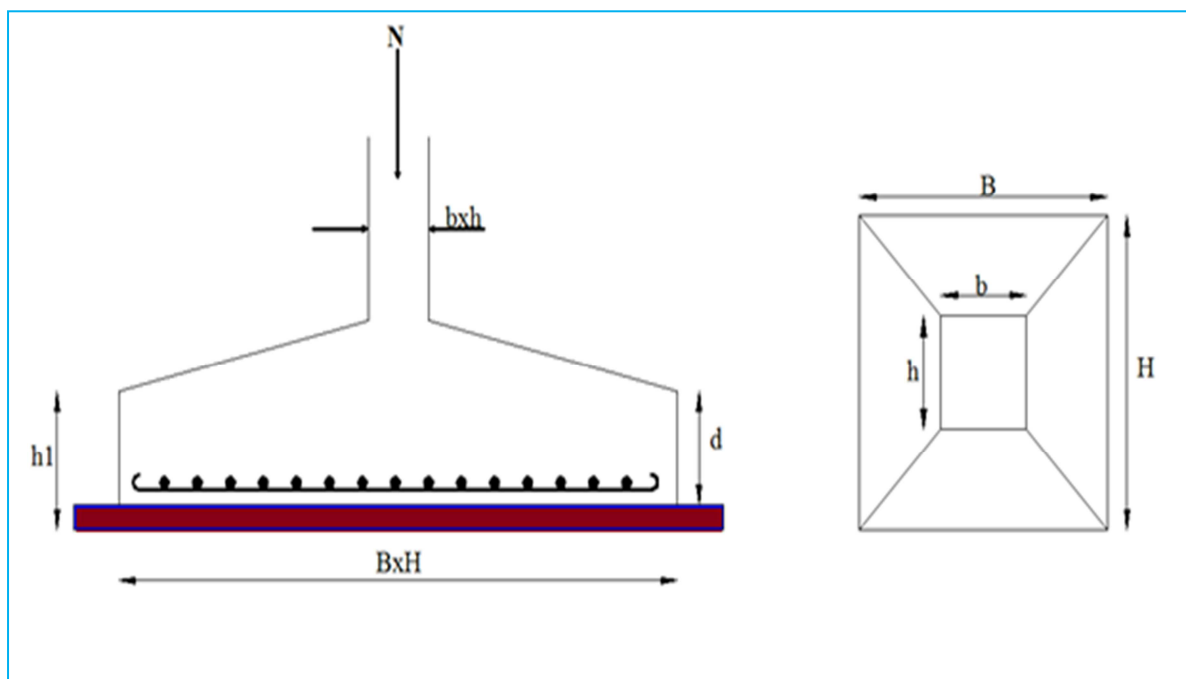


Figure XI.1 : Dimension de la semelle.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle

$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_Y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 2bar$$

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres. (Voir chapitre 09 calcul des assemblages- pieds de poteau).

h=52 cm et b=50 cm

XI.2.3 Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$2,728B^3 + 3,71B^2 - 5,69 \geq 0$$

$$\text{avec } e_0 = \frac{139,04}{203,01} = 0,68$$

$$B \geq 1,06m \rightarrow \text{ont choisit } B = 1,1m$$

$$\Rightarrow H = 0,95 \times B = 1,045m$$

$$\text{soit } H = 1,1m$$

Soit **B= 1.1 m** et **H = 1,1 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$11.27B^3 + 2.41B^2 - 6.27 \geq 0$$

$$\text{avec } e_0 = \frac{134,17}{290,42} = 0.46$$

$$B \geq 1.252m \rightarrow \text{ont choisis } B = 1.3m$$

$$\Rightarrow H = 0.95 \times B = 1.235m$$

$$\text{soit } H = 1.25m$$

On choisit pour toutes les semelles $B=1,3m$ et $H = 1,25m$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right.$$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.3-0.52}{4} = 0.195m \\ \frac{1.25-0.50}{4} = 0.1875m \end{array} \right.$$

$$\text{soit } d = 0.25m$$

$$h_1 = d + c = 0,3 \text{ m}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,50 - 0,3 = 2,1 \text{ m}$$

Poids de la semelle:

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 1.25 \times 1,3 \times 0,3 \times 25 = 12.18 \text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens } B \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensH \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2.\sigma_{sol} = 2 \times 2 = 400 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 2 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0,23	0,53 ≤ 4	0,28	0,32 < 1.2
		Sens B	0.013	0,13 < 4	0,11	0,07 < 1.2
Situation Durable	ELU	Sens H	0,46	0,57 < 2,66	0,21	0,48 < 1.2
		Sens B	0,009	0,18 < 2,66	0,17	0,177 < 1.2
	ELS	Sens H	0,47	0,39 < 2,66	0,16	0,33 < 1.2
		Sens B	0,12	0,19 < 2,66	0,05	0,155 < 1.2

Tableau XI.2 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes ne sont vérifiées donc B= 1,3 H=1,25

XI.2.4 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \left\{ \frac{B}{4} = \frac{1,3}{4} = 0,325m \right.$$

$$e_0 \leq \left\{ \frac{H}{4} = \frac{1,25}{4} = 0,31m \right.$$

sens B : e₀ = 0.23m < 0,325m

sens H : e₀ = 0.013m < 0.31m

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

XI.2.5 Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens } B \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens } H \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \\ e_0 < \frac{H}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens } H$$

Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } H$$

a) Situation accidentelle:

Armatures parallèles à H=1,25m:

$$e_0 = 0,23m > \frac{0,52}{6} = 0,086m$$

$$e_0 = 0,23m > \frac{1,3}{24} = 0,05m$$

donc ont calcul M_1

$$M_1 = (4 \times 1,25 + 0,3 \times 0,52 - 9 \times 0,23) \left(\frac{\frac{1,25}{2} - 0,35 \times 0,52}{\frac{1,25}{2} - 0,23} \right)^2 \frac{203,01}{27} = 27,63 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$\text{avec } z = 0.9 \times d = 0.225m$$

$$A_s = \frac{27,63 \times 10^{-3}}{0.225 \times 400} = 3.07 cm^2$$

$$A_s = 3.76 cm^2$$

Armatures parallèles à B=1,3m:

$$e_0 = 0.23m > \frac{0.50}{6} = 0.083m$$

$$e_0 = 0.23m > \frac{1,3}{24} = 0.054m$$

donc ont calcul M_1

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0.3 \times 0.50 - 9 \times 0.51) \left(\frac{\frac{1,3}{2} - 0.35 \times 0.50}{\frac{1,3}{2} - 0.51} \right) \frac{203,01}{27} = 19,32 KN.m$$

$$M_1 = 19,32 KN.m$$

$$A_s = \frac{19,32 \times 10^{-3}}{0.225 \times 400} = 2,14 cm^2$$

$$A_s = 2,14 cm^2$$

b) Situation durable :

➤ A l'E.L.U :

Armatures parallèles à H=1,25m:

$$e_0 = 0.46m > \frac{0.5}{6} = 0.08m$$

$$e_0 = 0.46m > \frac{2}{24} = 0.052m$$

donc ont calcul M_1

$$M_1 = (4 \times 1,25 + 0.3 \times 0.5 - 9 \times 0.46) \left(\frac{\frac{1,25}{2} - 0.35 \times 0.47}{\frac{1,25}{2} - 0.46} \right) \frac{290,42}{27} = 29,14 KN.m$$

$$M_1 = 29,14 KN.m$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$\text{avec } z = 0.9 \times d = 0.225m$$

$$A_s = \frac{29,14 \times 10^{-3}}{0,225 \times 400} = 3,23 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,23 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèle à B=1,3m:

$$e_0 = 0,009 \text{ m} < \frac{0,52}{6} = 0,086 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,009 \text{ m} < \frac{1,3}{24} = 0,054 \text{ m}$$

donc ont calcul M_1

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right)$$

$$N' = 290,42 \left(1 + \frac{3 \times 0,009}{1,3} \right) = 296,45 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{296,45 \times 0,8}{8 \times 0,25 \times 348000} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,49 \text{ cm}^2$$

- **A l'E.L.S:**

Armatures parallèles à H:

$$e_0 = 0,47 \text{ m} > \frac{0,5}{6} = 0,083 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,47 \text{ m} > \frac{1,25}{24} = 0,052 \text{ m}$$

donc ont calcul M_1

$$M_1 = (4 \times 1,25 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,47) \left(\frac{\frac{1,25}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1,25}{2} - 0,47} \right) \frac{198,42}{27} = 56,13 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 56,13 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{56,13 \times 10^{-3}}{0,225 \times 400} = 6,21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,21 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles à B:

$$e_0 = 0,12 \text{ m} > \frac{0,52}{6} = 0,086 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.12m > \frac{1,3}{24} = 0.054m$$

donc ont calcul M_1

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,52 - 9 \times 0,12) \left(\frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,52}{\frac{1,3}{2} - 0,12} \right) \frac{198,42}{27} = 27,70 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 27,70 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{27,70 \times 10^{-3}}{0,225 \times 400} = 3,07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,07 \text{ cm}^2$$

XI.2.6 Condition de non fragilité :

$$\min A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 130 \times 52 = 8,16 \text{ cm}^2$$

$$\min A_B = 8,16 \text{ cm}^2$$

$$\min A_H = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 125 \times 50 = 10,87 \text{ cm}^2$$

$$\min A_H = 7,54 \text{ cm}^2$$

Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant H :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} > \frac{H}{4} = 31,25 \text{ cm}$$

Suivant B :

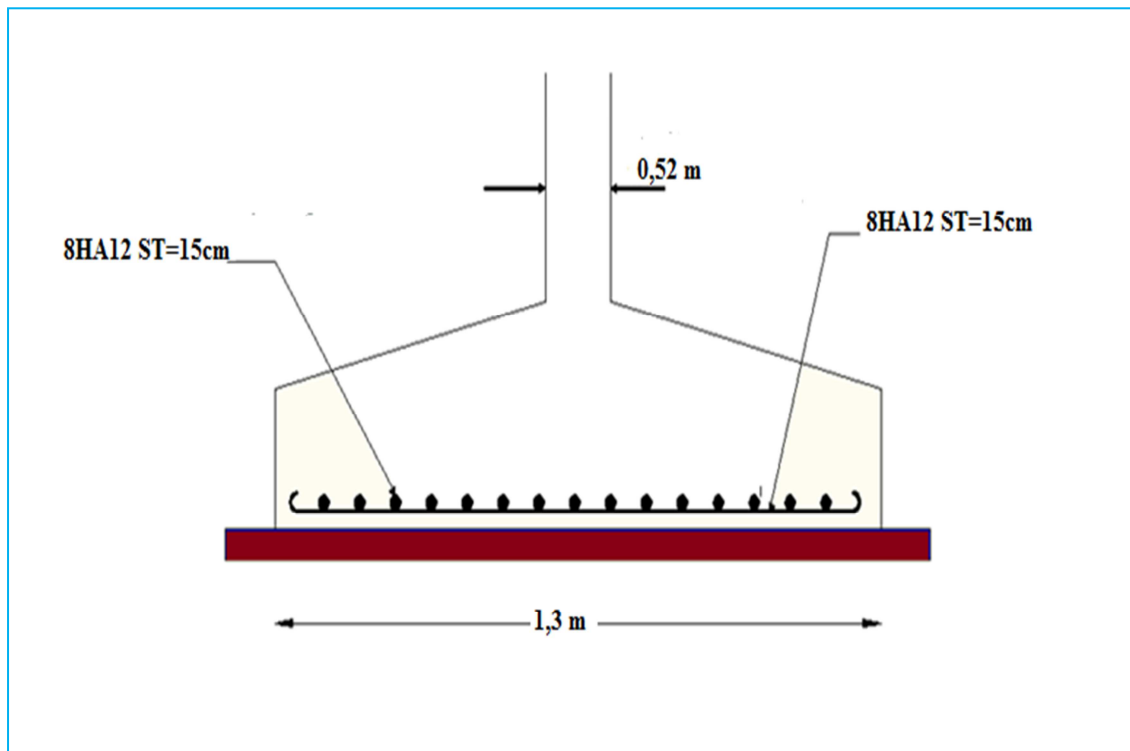
$$l = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{H}{4} = 32,5 \text{ cm}$$

.Donc les armatures ne seront pas munies de crochets

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A_{min} (cm ²)	Nombre De barre	A_s (cm ²)	I_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
A_s (H)	3,76	3,23	6,21	8,16	8HA12	9,05	42.32	19
A_s (B)	2,14	3,49	3,07	7,54	8HA12	9,05	42.32	19

TableauX-1: Les armatures des semelles.



FigureXI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle.

XI.3 Fondation sous potelet :

XI.3.1 Dimensionnement de la semelle :

La surface de la platine du potelet

$$S = a.b \quad \text{avec } L_p = 53\text{cm et } B_p = 38\text{cm}$$

La semelle est soumise a un effort normal

$$N_{sd} = 36,32\text{KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{53}{38} = 1.39 \Rightarrow A = 1.39 \times B$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A \cdot B} = \frac{N_{sd}}{1.4 \cdot B^2} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec } \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{36,32}{0.2 \times 1.43}} = 11,43 \text{ cm}$$

Soit $B = 80 \text{ cm}$

D'où $A = 1.39 \times B = 115 \text{ cm}$

- **Hauteur de la semelle :**

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(A-a)}{4} = \frac{115-53}{4} = 15,5 \text{ cm} \\ \frac{(B-b)}{4} = \frac{80-38}{4} = 10,5 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow d \geq 16,25 \text{ cm}$$

on prend $d = 20 \text{ cm}$

- **L'encrage**

$$c = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = d + c = 25 \text{ cm}$$

$$\text{on } \frac{h_i}{3} \leq h_p \leq \frac{h_i}{2} \Rightarrow 8,33 \text{ cm} \leq h_p \leq 12,5 \text{ cm}$$

soit $h_p = 10 \text{ cm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_c = \frac{N_e}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } N_t = N_{sd} + 1.35 P_s$$

P_s : poids de la semelle

$$\gamma = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$P_s = 0.8 \times 1.15 \times 0.2 \times 25 = 4.6 \text{ KN}$$

D'où

$$N_t = 36,32 + 4.6 = 40,92 \text{ KN}$$

$$\sigma_c = \frac{409,2}{80 \times 115} \leq 0,4 < \sigma_{sol} = 2 \text{ MPa}$$

XI.3.2 Calcul des armatures :

$$F_x = \frac{N_t(A-a)}{8d} = \frac{40,92(115-50)}{8 \times 20} = 16,62 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{N_t(B-b)}{8d} = \frac{40,92(80-38)}{8 \times 20} = 10,74 \text{ KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{16,62 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$\frac{F_y}{\sigma_s} = A_y = \frac{10,74 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 0,31 \text{ cm}^2$$

XI.3.3 Condition de non fragilité

$$A_x \geq A_{\min}$$

$$A_y \geq A_{\min}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{x \min} = 0.23 \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot A \cdot d = 0.23 \left(\frac{2,1}{400} \right) \times 80 \times 20 = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 0.23 \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot B \cdot d = 0.23 \left(\frac{2,1}{400} \right) \times 115 \times 20 = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 2.78 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{x \min} > A_x \Rightarrow A_x = A_{x \min} = 1.93 \text{ cm}^2$$

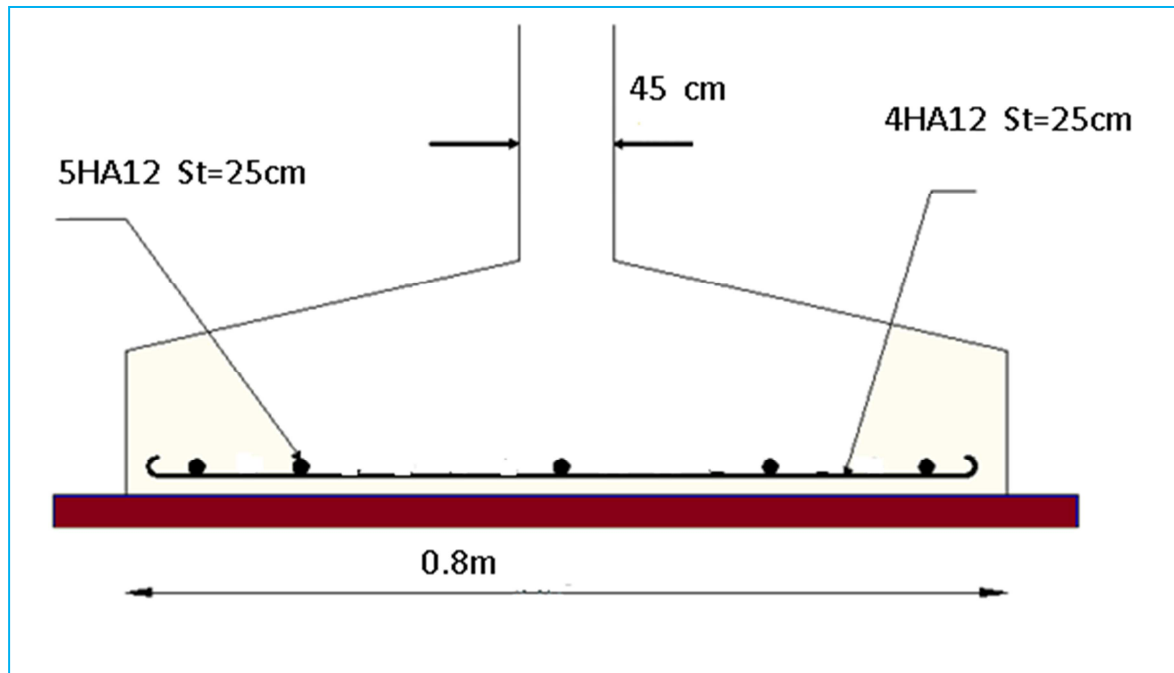
$$A_{y \min} > A_y \Rightarrow A_y = A_{y \min} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{S//A} \text{ on prend } 5\phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_{S//B} \text{ on prend } 4\phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = 27 \text{ cm}$$



FigureXI.3: Schéma de ferrailage de la semelle de potelet

XI.4 Calcul des longrines :

XI.4.1 Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

XI.4.2 Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (25x30) cm^2

XI.4.3 Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{KN} \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

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.

$\alpha = 10$ (zone III, site S3)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{290,42}{10} \right) = 29,04 \text{ KN}$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{198,42}{10} \right) = 19,84 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \left(\frac{29,04 \times 10^{-3}}{348} \right) = 83 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \left(\frac{19,84 \times 10^{-3}}{201} \right) = 98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% B = 0.6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6.3 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **8HA12** répartie sur toute la section, avec $A_s = 9.04 \text{ cm}^2$

XI.4.4 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 30}{400} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$5.51 \text{ cm}^2 < 6.3 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

XI.4.5 Vérification de la flèche :

$$q_s = \frac{\rho \cdot h \cdot b \cdot L}{L} = 2.62 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = \frac{1354,3}{6} = 225,71 \text{ KN / ml}$$

La plus grande portée est : $l=6\text{m}$

$$f = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187.5cm^3$$

$$f = \frac{262 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 107187.5} = 3.92 > 3cm$$

la condition n'est pas vérifiée

Donc on va mettre on place des plots à mi- travée

D'où la flèche devient

$$f = \frac{2.05 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$f = \frac{2.05 \times 262 \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 107187.5} = 0.5cm > 3cm$$

la condition est vérifiée

XI.4.6 Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : min (20 cm, 15Φ)

$$S_t < (20cm, 15 \times 0,8) = 12cm$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

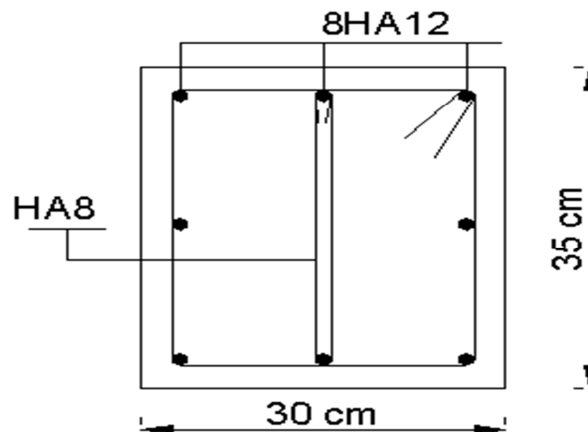


Figure XI.4: Schéma de ferrailage des longrines.

XI.4.7 Ferrailage des futs

Les fondations sont ancrées à D=2m ; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension (90*70) cm².

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composée.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

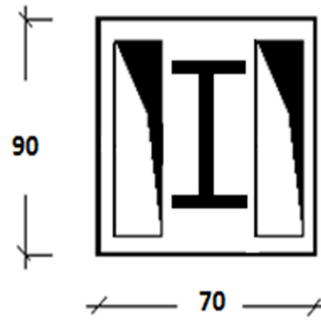


Figure XI.5 : section du fut à ferrailer.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 290,42 \text{ KN} \\ M_u = 94,65 \text{ KN} \\ V_u = 31,40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{94,65}{290,42} = 0,48 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,9}{6} = 0,15 \text{ m}$$

$e < \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est entièrement comprimée

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 94,65 + 290 \left(0,85 - \frac{0,9}{2} \right) = 210,65$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 290,42(0,85 - 0,05) - 94,65 = 137,68 \text{ KN.m} \quad (I)$$

$$(0,337 \times d - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{ub} = 2200,26 \text{ KN.m} \quad (II)$$

$$(I) - (II) \Rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\text{avec : } \psi = \frac{0,357 + \frac{N_u (d - d') - M_{uA}}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{0,857 - \frac{d'}{h}} = \frac{0,357 + \frac{318,8(0,85 - 0,05) - 248,5}{0,7 \times 0,9^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,05}{0,9}} = 0,446$$

$$A' = -91,78 \text{ cm}^2 < 0$$

donc on ferraille avec $A_{s, \min}$

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s,\min} = 0,9\%b \times h = 56,7\text{cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{s,\min} = 14\text{HA}14 + 16\text{HA}16$

Armatures transversales

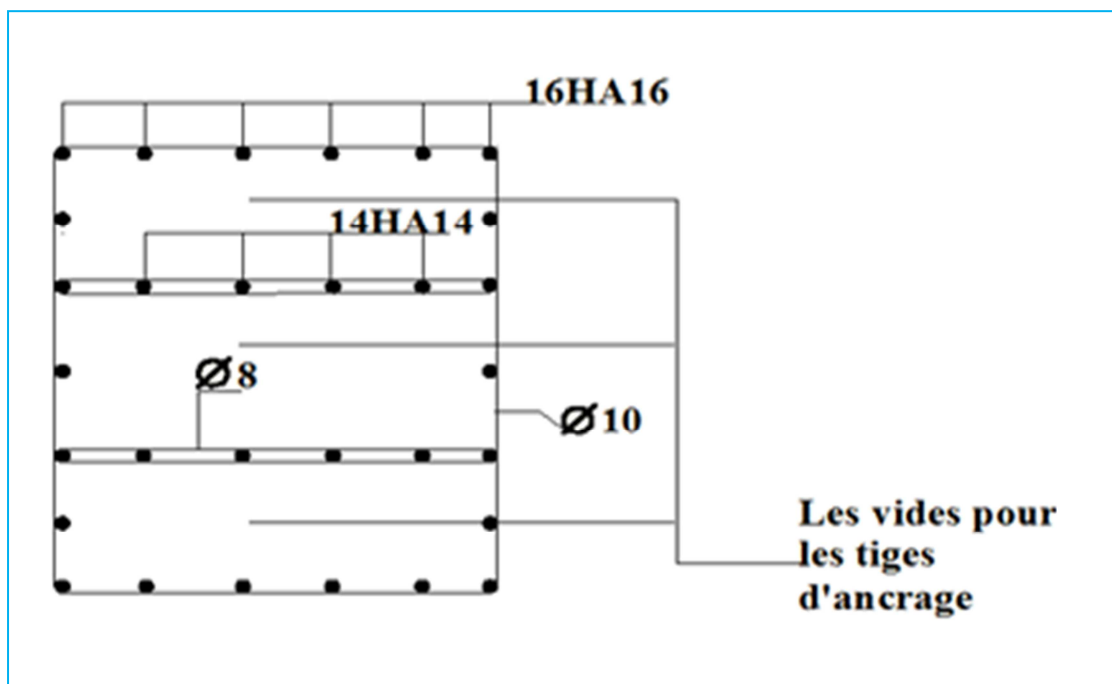
Soit trois cadres $\Phi 10$ et des épingles de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 14\text{cm}$$



FigureXI.6: Schéma de ferrailage des futs.

XII STABILITE D'ENSEMBLE

XII.1 Introduction :

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous l'action du vent et du séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

Σ Moments résistants (stabilisateurs) $\geq \Sigma$ moments renversants.

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

XII.2 Détermination des forces renversantes :

- **Cas du vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale « F_H » d'entraînement.
- Une composante verticale « F_V » de soulèvement.

Ces composantes provoquent un moment de renversement M_R, ce moment doit être inférieur au moment stabilisateur M_s due poids propre de la structure.

XII.2.1 Vent sur long pan selon les cas les plus défavorables:

Les forces parallèles au vent et les forces verticales sont regroupées dans les tableaux suivants :

Tableau XII.1 : Vent sur long pan bloc sens V1 du vent

Zone	q _j (N/m ²)	S(m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	-765,37	344,4	-263	0	22	0	6,8
E	647,62	344,4	222,82	0	22	22	6,8
F1	-1565,625	9,31	-14,52	-13,45	3	1,2	7,53
F2	-1565,625	9,31	-14,52	-13,45	38	1,2	7,53
G	-1252,52	62,43	-78,03	-32,79	22	1,2	7,53
H	876,75	425,049	372,34	219,39	22	7,7	7,53
I	-876,75	148,8	-129,64	-116,11	22	20,7	8,65
J	-375,75	81,06	-30,39	-37,53	22	14,2	8,69
F_{fr}	-	-	-	-	-	-	-
			FH=221,12	5,06	-5,52	22	8,13
				FV=25,06	235,6	22	6.53

Calcul de M_R :

$$M_{Rxx} = F_H \cdot 8,13 + F_V \cdot (235,6 + 22) = 3101,16 \text{ KN.m}$$

X11.2.2 Vent sur long pan selon les cas les plus défavorables:

Tableau XII.2 : Vent sur pignon sesV2 du vent

Zone	qj(N/m ²)	S(m ²)	FH (KN)	FV(KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	-765,37	214,2	163,86	0	42	12	6,8
E	-647,62	214,2	-138,58	0	42	12	4,5
F1	-1503	9,31		13,96	1,2	3	7,7
F2	-1503	9,31		13,96	1,2	22	7,7
G1	-1315,125	13,79		18,13	1,2	6,5	7,8
G2	-1315,125	13,79		18,13	1,2	14,5	8,1
H1	-939,375	92,64		86,98	13,2	5,5	8,1
H2	-939,375	92,64		86,98	13,2	17,5	7,9
I1	0	92,64		0	32	5,5	7,9
I2	0	388,2		0	32	17,5	7,9
F_{fr}	-	-	41,59	-		24	7,9
			FH=66,87		11	8,5	7,9
				FV=238,14	12,20	12,63	15,49

- Calcul de M_R :

$$M_{R_{yy}} = F_H \cdot 7,9 + F_V \cdot (41,59 - 7,9) = 8546,49 \text{ KN.m}$$

X11.3 Moment stabilisateur M_s :

Poids total sans pont roulant : 110,23 t

Poids total avec pont roulant : 121,93

Pour le calcul du moment stabilisateur par rapport à l'axe yy, on se met dans le cas le plus défavorable où le pont roulant se trouve dans la dernière travée. Alors le calcul se fait avec le poids de la structure en prenant en compte la charge dynamique.

Par rapport à l'axe XX' :

$$M_{sxx'} = ?$$

$$M_{sxx'} = 121,23 \times 12 = 14787,6 \text{ KN.m.} \quad (\text{Symétrie de la structure}).$$

- Par rapport à l'axe YY' :

$$M_{syy'} = ?$$

$$M_{syy'} = 121,23 \times 21 = 25458,3 \text{ KN.m.} \quad (\text{Symétrie de la structure}).$$

X11.4 Vrfication de la stabilité de l'ossature :

$$\frac{M_{Sxx}}{MR_x} = \frac{14787,6}{3101,16} = 4,67 > 2 \text{ c' est. vérifié}$$

$$\frac{M_{Syy}}{MR_y} = \frac{25458,3}{8546,49} = 2,97 > 2 \text{ c' est. vérifié}$$

$$M_s / M_R > 2$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

Conclusion Générale

Après l'étude faite sur chaque élément de la présente structure, nous pouvons conclure que :

- La condition du bon fonctionnement du pont roulant, est plus exigeante que les conditions de résistance, d'où la rigidité transversale est importante.
- Sous réserve de vérification vis à vis des risques d'instabilités par flambement, déversement et voilement, les constructions métalliques ont généralement une capacité portante remarquable pour les différents cas de chargement (permanents, variables, et accidentels : séisme).

L'acier permet ainsi de construire des ouvrages très importants, grâce à sa légèreté qui entraîne une économie de fondation.

Malgré les avantages cités, leur utilisation dans notre pays reste limitée aux constructions de hangars et de bâtiments industriels. Cela est dû à la rareté de la main d'œuvre qualifiée, et aux couts souvent élevés des profilés importés.

ANNEXES 1

Tableau des armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

ANNEXE 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

ANNEXE 3

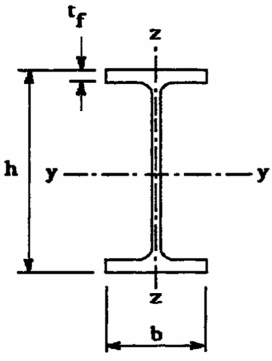
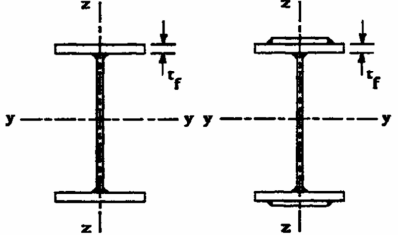
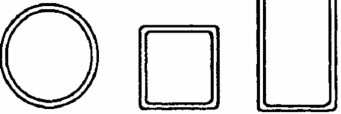
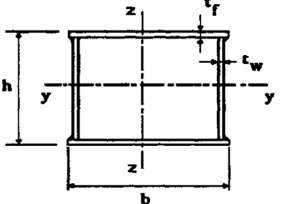
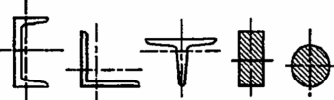
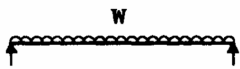
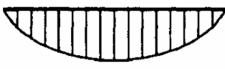
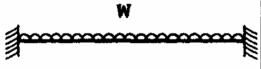

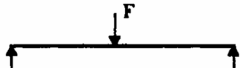
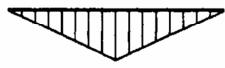
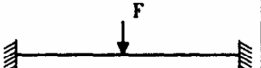

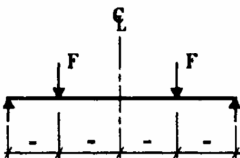

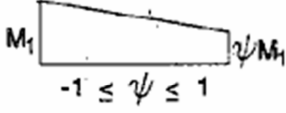
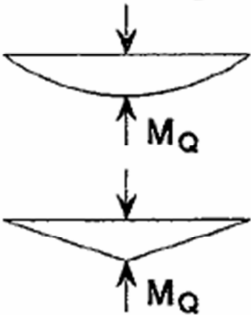
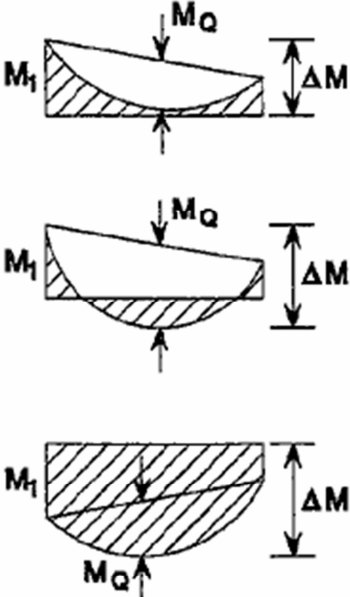
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	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>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<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 = Max M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ max M + min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXE 4

TABLEAUX DES PROFILS

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	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	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_z	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z	s_x	I_t	I_w	y_s	y_m	S235	S355	S235				S355
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	mm x10	mm x10								
UPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓		
UPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓		
UPE 120	12,1	364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓		
UPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,0	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓		
UPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓		
UPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓		
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓		
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓		
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓		
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓		
UPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓		
UPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓		
UPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓		
UPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓		

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _t	d	Ø	e _{max}	e _{min}	A _c	A _c
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ³	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
UPE 80*	7,90	80	50	4,0	7,0	10	10,1	66	46	-	-	-	0,343	43,45
UPE 100*	9,82	100	55	4,5	7,5	10	12,5	85	65	M 12	35	36	0,402	41,00
UPE 120*	12,1	120	60	5,0	8,0	12	15,4	104	80	M 12	35	41	0,460	37,98
UPE 140*	14,5	140	65	5,0	9,0	12	18,4	122	98	M 16	35	38	0,520	35,95
UPE 160*	17,0	160	70	5,5	9,5	12	21,7	141	117	M 16	36	43	0,579	34,01
UPE 180*	19,7	180	75	5,5	10,5	12	25,1	159	135	M 16	36	48	0,639	32,40
UPE 200*	22,8	200	80	6,0	11,0	13	29,0	178	152	M 20	46	47	0,697	30,60
UPE 220*	26,6	220	85	6,5	12,0	13	33,9	196	170	M 22	47	49	0,756	28,43
UPE 240*	30,2	240	90	7,0	12,5	15	38,5	215	185	M 24	47	51	0,813	26,89
UPE 270*	35,2	270	95	7,5	13,5	15	44,8	243	213	M 27	48	50	0,892	25,34
UPE 300*	44,4	300	100	9,5	15,0	15	56,6	270	240	M 27	50	55	0,968	21,78
UPE 330*	53,2	330	105	11,0	16,0	18	67,8	298	262	M 27	54	60	1,043	19,60
UPE 360*	61,2	360	110	12,0	17,0	18	77,9	326	290	M 27	55	65	1,121	18,32
UPE 400*	72,2	400	115	13,5	18,0	18	91,9	364	328	M 27	57	70	1,218	16,87

ANNEXES

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 mm ² x10 ²	h _t mm	d mm	∅ mm	p _{int} mm	p _{ext} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
HE 220AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300AA*	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320AA*	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C*	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	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 mm ⁴ x10 ⁶	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} ♦ mm ³ x10 ³	I _y mm	A _v mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁶	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} ♦ mm ³ x10 ³	I _z mm	S _x mm	I _t mm ⁴ x10 ⁶	I _w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

ANNEXES

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 mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	∅ mm	p _{int} mm	p _{ext} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA*	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500 AA*	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,33
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550 AA*	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HE 600 AA*	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HE 600 x 337*	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 x 399*	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,450	6,137

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005					EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001		
	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 mm ⁴ x10 ⁴	W _{xy} mm ³ x10 ³	W _{xy} ♦ mm ³ x10 ³	I _y mm	A _x mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{yz} mm ³ x10 ³	W _{yz} ♦ mm ³ x10 ³	I _z mm	S _x mm	I _z mm ⁴ x10 ⁴	I _z mm ⁴ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235				S355	S460
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HE 450 M	263	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 500 AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 500 B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 500 M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 550 B	199	136700	4971	5591	23,20	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902,0	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 x 337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	✓	HI	
HE 600 x 399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	✓	HI	

ANNEXES

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 mm ² x10 ²	h _t mm	d mm	Ø	P _{min} mm	P _{max} mm	A _e m ² /m	A _c m ² /t
IPE AA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	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 mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} ♦ mm ³ x10 ³	I _y mm	A _x mm ² x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} ♦ mm ³ x10 ³	i _z mm	s _x mm	I _z mm ⁴ x10 ⁴	I _z mm ⁴ x10 ⁹	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₄₆₀	S ₂₃₅	S ₃₅₅				S ₄₆₀
IPEAA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓	✓	✓
IPEA 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPEA 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEA 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

ANNEXES

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 _i mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø mm	p _{min} mm	p _{max} mm	A ₁ m ² /m	A ₂ m ² /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12

G	I _y	W _{ey}	W _{py} ♦	i _y	A _{ez}	I _z	W _{ez}	W _{pz} ♦	i _z	s _x	l _t	l _w	S235	S355	S460	S235	S355	S460	EN 10025	EN 10025	EN 1022
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁶									
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓	
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓	
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓	
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓	
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓

ANNEXES

	G	h=b	t	r ₁	r ₂	A	z _x ,y _x	v	u ₁	u ₂	A _x	A _y
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ³	mm x10	mm x10	mm x10	mm x10	m ² /m	m ² /t
L 20 x 20 x 3 [*]	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40
L 25 x 25 x 3 ^{*†}	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88
L 25 x 25 x 4 ^{*†}	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	66,67
L 30 x 30 x 3 ^{*†}	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87
L 30 x 30 x 4 ^{*†}	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	65,02
L 35 x 35 x 4 ^{*†}	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	64,82
L 40 x 40 x 4 ^{*†}	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	64,07
L 40 x 40 x 5 ^{*†}	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	52,07
L 45 x 45 x 4 ^{*†}	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	63,46
L 45 x 45 x 4,5 ^{*††}	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	56,83
L 45 x 45 x 5 ^{*†}	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	51,51
L 50 x 50 x 4 ^{*†}	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,194	63,49
L 50 x 50 x 5 ^{*†}	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	51,46
L 50 x 50 x 6 ^{*†}	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	43,41
L 50 x 50 x 7 ^{*†}	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	37,66
L 55 x 55 x 5 ^{*†}	4,18	55	5	8	4,0	5,32	1,52	3,89	2,15	1,93	0,213	51,05
L 55 x 55 x 6 ^{*†}	4,95	55	6	8	4,0	6,31	1,56	3,89	2,21	1,94	0,213	43,04
L 60 x 60 x 4 ^{*†}	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,233	63,07
L 60 x 60 x 5 ^{*†}	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,233	51,04
L 60 x 60 x 6 ^{*†}	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,233	42,99
L 60 x 60 x 8 ^{*†}	7,09	60	8	8	4,0	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,233	32,89
L 65 x 65 x 6 ^{*†}	5,91	65	6	9	4,5	7,53	1,80	4,60	2,55	2,28	0,252	42,70
L 65 x 65 x 7 ^{*†}	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,252	36,95
L 65 x 65 x 8 ^{*†}	7,73	65	8	9	4,5	9,85	1,89	4,60	2,67	2,31	0,252	32,64
L 70 x 70 x 6 ^{*†}	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,272	42,68
L 70 x 70 x 7 ^{*†}	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,272	36,91
L 70 x 70 x 8 ^{*†}	8,37	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,95	2,84	2,47	0,271	32,41
L 70 x 70 x 9 ^{*†}	9,32	70	9	9	4,5	11,9	2,05	4,95	2,90	2,50	0,272	29,20
L 75 x 75 x 4 ^{*†}	4,65	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	2,76	2,63	0,292	62,82
L 75 x 75 x 5 ^{*†}	5,76	75	5	9	4,5	7,34	2,01	5,30	2,84	2,63	0,292	50,75
L 75 x 75 x 6 ^{*†}	6,85	75	6	9	4,5	8,73	2,05	5,30	2,90	2,64	0,292	42,66
L 75 x 75 x 7 ^{*†}	7,93	75	7	9	4,5	10,1	2,10	5,30	2,96	2,65	0,292	36,88
L 75 x 75 x 8 ^{*†}	8,99	75	8	9	4,5	11,4	2,14	5,30	3,02	2,66	0,292	32,53
L 75 x 75 x 10 ^{*†}	11,1	75	10	9	4,5	14,1	2,22	5,30	3,13	2,69	0,292	26,43
L 80 x 80 x 5 ^{*†}	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L 80 x 80 x 6 ^{*†}	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	3,07	2,81	0,311	42,44
L 80 x 80 x 7 ^{*†}	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	3,13	2,82	0,311	36,67
L 80 x 80 x 8 ^{*†}	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,311	32,34
L 80 x 80 x 10 ^{*†}	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,311	26,26
L 90 x 90 x 6 ^{*†}	8,28	90	6	10	5,0	10,5	2,42	6,36	3,42	3,16	0,351	42,44
L 90 x 90 x 7 ^{*†}	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,351	36,48
L 90 x 90 x 8 ^{*†}	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,351	32,15
L 90 x 90 x 9 ^{*†}	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,351	28,77
L 90 x 90 x 10 ^{*†}	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,351	26,07
L 90 x 90 x 11 ^{*†}	14,7	90	11	11	5,5	18,7	2,62	6,36	3,70	3,21	0,351	23,86
L 100 x 100 x 6 ^{*†}	9,26	100	6	12	6,0	11,8	2,64	7,07	3,74	3,51	0,390	42,09
L 100 x 100 x 7 ^{*†}	10,7	100	7	12	6,0	13,7	2,69	7,07	3,81	3,51	0,390	36,33
L 100 x 100 x 8 ^{*†}	12,2	100	8	12	6,0	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10 ^{*†}	15,0	100	10	12	6,0	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12 ^{*†}	17,8	100	12	12	6,0	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 8 ^{*†}	13,4	110	8	12	6,0	17,1	2,99	7,78	4,22	3,87	0,430	31,98
L 110 x 110 x 10 ^{*†}	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12 ^{*†}	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73