



Université de Liège - Faculté des Sciences Appliquées  
Année académique 2013-2014

# Identification des dommages aux portes de l'écluse de Havré

Canal du Centre

Travail de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade de  
Master Ingénieur Civil des Constructions

par

Timothée PIRE

Composition du jury :

Philippe RIGO (Promoteur)

Jean-Pierre JASPART

Vincent DENOËL

Stéphane VERCRUYSE (Membre extérieur : SPW)

# Table des matières

<b>Résumé - Abstract</b>	<b>8</b>
<b>Remerciements</b>	<b>10</b>
<b>1 Introduction</b>	<b>12</b>
<b>2 Vocabulaire</b>	<b>14</b>
2.1 Sas . . . . .	14
2.2 Porte . . . . .	15
<b>3 Présentation du site</b>	<b>18</b>
3.1 Canal du Centre . . . . .	18
3.2 Écluse de Havré . . . . .	20
<b>4 État des lieux</b>	<b>22</b>
4.1 Portes aval et intermédiaire . . . . .	22
4.1.1 Conception . . . . .	22
4.1.2 Dommages . . . . .	23
4.1.3 Travaux effectués . . . . .	26
4.1.4 Expertise effectuée . . . . .	26
4.2 Porte amont . . . . .	31
4.2.1 Conception . . . . .	31
4.2.2 Dommages . . . . .	32
4.2.3 Travaux effectués . . . . .	34
4.2.4 Hypothèses . . . . .	36
4.2.5 Expertise effectuée . . . . .	36
4.3 Conclusions intermédiaires . . . . .	36
<b>5 Étude de la porte amont</b>	<b>37</b>
5.1 Rappel des dégradations sur la porte amont . . . . .	37
5.2 Hypothèses . . . . .	37
5.3 Principes . . . . .	38
5.3.1 Conception . . . . .	38
5.3.2 Passage des efforts . . . . .	39
5.4 Charges . . . . .	43
5.4.1 Poids propre . . . . .	43
5.4.2 Poussées hydrostatiques . . . . .	44
5.4.3 Manœuvres de la porte . . . . .	45
5.5 Modélisation . . . . .	48
5.5.1 Objectifs . . . . .	48
5.5.2 Modèle poutre . . . . .	49
5.5.3 Modèle plaque . . . . .	56

5.6	Porte fermée . . . . .	63
5.6.1	Modèle poutre . . . . .	63
5.6.2	Modèle plaque . . . . .	68
5.6.3	Comparaison des méthodes . . . . .	70
5.6.4	Conclusions intermédiaires . . . . .	73
5.7	Porte ouverte . . . . .	73
5.7.1	Modèle poutre . . . . .	73
5.7.2	Modèle plaque . . . . .	80
5.7.3	Comparaison des méthodes . . . . .	86
5.7.4	Conclusions intermédiaires . . . . .	87
5.8	Usure d'appuis . . . . .	87
5.8.1	Effet sur les réactions d'appui des usures individuelles . . . . .	88
5.8.2	Effets sur la porte de combinaisons d'usures . . . . .	89
5.9	Analyse à la fatigue . . . . .	94
5.9.1	Zones investiguées . . . . .	94
5.9.2	Étude de la fatigue . . . . .	95
5.9.3	Méthode des contraintes nominales . . . . .	96
5.9.4	Méthode des contraintes <i>notch stress</i> . . . . .	99
5.9.5	Comparaison des méthodes . . . . .	103
5.10	Surélévation réelle . . . . .	104
5.10.1	Littérature . . . . .	104
5.10.2	Mesures <i>in situ</i> . . . . .	106
5.11	Vrillage d'un vantail . . . . .	109
5.11.1	Hypothèses . . . . .	109
5.11.2	Chargement maximal admissible . . . . .	110
5.12	Comparaison des vantaux . . . . .	110
5.12.1	Déformation . . . . .	110
5.12.2	Fissuration . . . . .	111
5.13	Conclusions de l'étude . . . . .	113
<b>6</b>	<b>Nouvelle porte amont</b>	<b>114</b>
6.1	Objectifs . . . . .	114
6.2	Épaisseur des semelles . . . . .	114
6.2.1	Contraintes . . . . .	114
6.2.2	Vérifications . . . . .	117
6.3	Modification des dimensions . . . . .	120
6.4	Position des soudures . . . . .	125
6.4.1	Vérification au pied des congés de raccordement . . . . .	125
6.4.2	Vérification au droit des cordons de soudure . . . . .	127
6.5	Renforts locaux . . . . .	128
<b>7</b>	<b>Conclusion</b>	<b>131</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>135</b>
<b>A</b>	<b>Charges de poids propre</b>	<b>136</b>
<b>B</b>	<b>Propriétés mécaniques</b>	<b>139</b>
<b>C</b>	<b>Calcul des charges concentrées pour le modèle poutre</b>	<b>140</b>
<b>D</b>	<b>Renforts locaux</b>	<b>142</b>

# Table des figures

2.1	Vue de l'intérieur du sas de l'écluse de Havré . . . . .	14
2.2	Nomenclature des éléments d'une porte d'écluse [Vercruysse] . . . . .	16
2.3	Heurtoirs du poteau tourillon d'une porte aval de l'écluse de Havré . . . . .	17
3.1	Carte du Canal du Centre [Wallonie, 2014] . . . . .	18
3.2	Ascenseur historique n°4 de Thieu . . . . .	19
3.3	Vue aérienne de l'écluse de Havré [Google, 2014] . . . . .	20
3.4	Vue de l'intérieur du sas de l'écluse de Havré (2) . . . . .	21
4.1	Vue de la partie aval de la porte aval [Vercruysse] . . . . .	23
4.2	Fissure dans une semelle d'un poteau busqué de la porte aval [Vercruysse] . . . . .	24
4.3	Fissure dans une diagonale de la porte aval [Vercruysse] . . . . .	25
4.4	Fissure dans une semelle d'une traverse de la porte aval [Vercruysse] . . . . .	25
4.5	Non alignement des heurtoirs du poteau busqué sur la porte aval [Vercruysse] . . . . .	26
4.6	Vue de la partie aval de la porte amont [Vercruysse] . . . . .	31
4.7	Non alignement des heurtoirs sur les vantaux de la porte amont [Vercruysse] . . . . .	32
4.8	Usure importante d'un heurtoir à l'amont [Vercruysse] . . . . .	33
4.9	Amorce de fissure sur le vantail gauche . . . . .	34
4.10	Renforcement de la porte amont en 2011 (vue générale) [Vercruysse] . . . . .	35
4.11	Renforcement de la porte amont en 2011 [Vercruysse] . . . . .	35
5.1	Principe de fonctionnement d'une porte busquée en position fermée . . . . .	40
5.2	Diagramme de Crémona sur un vantail de la porte . . . . .	41
5.3	Efforts dans le pivot et le collier de la porte en position ouverte . . . . .	42
5.4	Cinématique de manipulation de la porte . . . . .	43
5.5	Application de la pression hydrostatique . . . . .	45
5.6	Surélévation du niveau de l'eau lors des manœuvres de porte . . . . .	47
5.7	Maillage en éléments plaque du bordé . . . . .	49
5.8	Maillage en éléments poutre des traverses, aiguilles et raidisseurs . . . . .	50
5.9	Calcul de la largeur collaborante [Dehousse, 1985] . . . . .	51
5.10	Notion de trainage de cisaillement et de largeur collaborante [Dehousse, 1985] . . . . .	52
5.11	Section réelle et représentation par des éléments poutre dans le logiciel . . . . .	52
5.12	Bielles ajoutées au modèle . . . . .	54
5.13	Déplacements bloqués lorsque la porte est fermée . . . . .	54
5.14	Déplacements bloqués lors des manœuvres de la porte . . . . .	56
5.15	Vue générale de la géométrie de la porte . . . . .	57
5.16	Détail de la géométrie de la porte à l'intersection d'une aiguille et d'une traverse . . . . .	57
5.17	Extrait d'un plan de la porte amont au niveau du pivot [Brugeoise et Nivelles, 1971] . . . . .	58
5.18	Détail de la géométrie de la porte au niveau du pivot . . . . .	59
5.19	Vue générale du maillage de la porte . . . . .	60
5.20	Détail du maillage de la porte à l'intersection d'une aiguille et d'une traverse . . . . .	60
5.21	Maillage en éléments poutre des raidisseurs . . . . .	61

5.22	Vue générale des appuis sur le modèle lorsque la porte est fermée . . . . .	62
5.23	Détail des appuis sur le modèle au niveau du heurtoir intermédiaire du poteau tourillon lorsque la porte est fermée . . . . .	62
5.24	Vue générale des appuis sur le modèle lorsque la porte est ouverte . . . . .	63
5.25	Pression hydrostatique appliquée à la porte . . . . .	64
5.26	Pression hydrostatique sur le poteau tourillon et sur la traverse inférieure et poids propre appliqués à la porte . . . . .	65
5.27	Déformation de la porte sous le cas de chargement de pression hydrostatique . . . . .	66
5.28	Efforts normaux dans les traverses et aiguilles de la porte sous le cas de chargement de pression hydrostatique . . . . .	66
5.29	Moments dans les traverses et aiguilles de la porte sous le cas de chargement de pression hydrostatique . . . . .	67
5.30	Modèle complet : déformation sous pression hydrostatique et poids propre . . . . .	68
5.31	Modèle complet : contraintes de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre . . . . .	69
5.32	Modèle complet : contraintes de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre au droit d'un appui . . . . .	69
5.33	Contraintes $\sigma_x$ sous pression hydrostatique et poids propre . . . . .	71
5.34	Contraintes $\sigma_y$ sous pression hydrostatique et poids propre . . . . .	71
5.35	Pression appliquée sur la porte lors de l'ouverture . . . . .	73
5.36	Déformation de la porte lors de l'ouverture (modèle initial) . . . . .	74
5.37	Moments dans les traverses et aiguilles de la porte lors de l'ouverture (modèle initial) . . . . .	74
5.38	Déformation de la porte lors de l'ouverture (raideur torsionnelle grande) . . . . .	75
5.39	Moments dans les traverses et aiguilles de la porte lors de l'ouverture (raideur torsionnelle grande) . . . . .	76
5.40	Déformation de la porte avec un frottement en base (modèle initial) . . . . .	77
5.41	Moments dans les traverses et aiguilles de la porte avec un frottement en base (modèle initial) . . . . .	78
5.42	Déformation de la porte avec un frottement en base (raideur torsionnelle grande) . . . . .	79
5.43	Moments dans les traverses et aiguilles de la porte avec un frottement en base (raideur torsionnelle grande) . . . . .	79
5.44	Modèle complet : déformation sous poids propre avec porte ouverte . . . . .	80
5.45	Modèle complet : contraintes de Von Mises sous poids propre avec porte ouverte . . . . .	81
5.46	Modèle complet : contraintes de Von Mises sous poids propre avec porte ouverte au droit du pivot . . . . .	81
5.47	Modèle complet : déformation sous efforts de manœuvre et poids propre avec porte ouverte . . . . .	82
5.48	Modèle complet : contraintes de Von Mises sous efforts de manœuvre et poids propre avec porte ouverte . . . . .	82
5.49	Modèle complet : contraintes de Von Mises sous efforts de manœuvre et poids propre avec porte ouverte au droit de congés . . . . .	83
5.50	Modèle complet : déformation sous frottement en base et poids propre . . . . .	84
5.51	Modèle complet : contraintes de Von Mises sous frottement en base et poids propre . . . . .	84
5.52	Modèle complet : contraintes de Von Mises sous frottement en base et poids propre au droit du pivot . . . . .	85
5.53	Modèle complet : contraintes de Von Mises sous frottement en base et poids propre au droit d'un congé . . . . .	85
5.54	Contraintes $\sigma_x$ sous efforts de manœuvre . . . . .	86
5.55	Contraintes $\sigma_x$ sous efforts de manœuvre (zoom sur la traverse intermédiaire) . . . . .	87
5.56	Orientation des déplacements imposés aux appuis . . . . .	88

5.57	Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui $\beta_1$ est supprimé . . . . .	91
5.58	Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui $\beta_1$ dépasse de 5 mm . . . . .	91
5.59	Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui $\beta_2$ est supprimé . . . . .	92
5.60	Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui $\beta_2$ dépasse de 5 mm . . . . .	92
5.61	Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui $\beta_3$ est supprimé . . . . .	93
5.62	Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui $\alpha_2$ est supprimé . . . . .	93
5.63	Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui $\alpha_3$ est supprimé . . . . .	94
5.64	Localisation et numérotation des zones investiguées [Vercruysse] . . . . .	95
5.65	Définition des contraintes [Veristar, 2006] . . . . .	96
5.66	Coefficient de concentration de contraintes pour une plaque rectangulaire avec épaulement soumise à une traction ou à une compression simple [Drouin <i>et al.</i> , 1988] . . . . .	97
5.67	Extrait du tableau 8.3 de l'Eurocode 3 - Partie 1-9 [Eurocode, 2005] . . . . .	98
5.68	Courbe de fatigue . . . . .	98
5.69	Interpolation pour obtenir la contrainte <i>hot spot</i> [Hobbacher, 2007] . . . . .	100
5.70	Étude de convergence du modèle éléments finis pour le point 5 . . . . .	103
5.71	Échelles graduées du côté du bordé . . . . .	107
5.72	Échelles graduées du côté du grillage de poutres . . . . .	107
5.73	Vue de la base du poteau busqué . . . . .	112
5.74	Vue de la base des poteaux tourillon . . . . .	112
6.1	Évolution de la contrainte aux 12 points investigués en fonction de l'épaisseur des semelles . . . . .	116
6.2	Évolution de la contrainte au point 10 en fonction de l'épaisseur des semelles . . . . .	117
6.3	Contrainte de Von Mises sous efforts de manœuvre et poids propre avec porte ouverte ( $e = 20$ mm) . . . . .	119
6.4	Contrainte de Von Mises sous efforts de manœuvre et poids propre avec porte ouverte au droit de congés ( $e = 20$ mm) . . . . .	119
6.5	Vue générale de la porte avec des aiguilles de 400 mm . . . . .	120
6.6	Zoom sur les croisement traverses - aiguilles de la porte avec des aiguilles de 400 mm . . . . .	121
6.7	Déformation sous pression hydrostatique de la porte avec des aiguilles de 400 mm . . . . .	122
6.8	Contraintes de Von Mises sous pression hydrostatique de la porte avec des aiguilles de 400 mm . . . . .	122
6.9	Contraintes de Von Mises sur la traverse centrale sous pression hydrostatique de la porte avec des aiguilles de 400 mm . . . . .	123
6.10	Déformation sous charges d'ouverture de la porte avec des aiguilles de 400 mm . . . . .	123
6.11	Contraintes de Von Mises sous charges d'ouverture de la porte avec des aiguilles de 400 mm . . . . .	124
6.12	Contraintes de Von Mises sur la traverse centrale sous charges d'ouverture de la porte avec des aiguilles de 400 mm . . . . .	124
6.13	Localisation des anciennes soudures (en rouge) et des nouvelles (en jaune) [Vercruysse] . . . . .	125
6.14	Paramètres d'évaluation de la résistance de la porte . . . . .	129
D.1	Contraintes de Von Mises pour le cas 1 . . . . .	142
D.2	Contraintes de Von Mises pour le cas 2 . . . . .	143

---

D.3	Contraintes de Von Mises pour le cas 3 . . . . .	143
D.4	Contraintes de Von Mises pour le cas 4 . . . . .	144
D.5	Contraintes de Von Mises pour le cas 5 . . . . .	144
D.6	Contraintes de Von Mises pour le cas 6 . . . . .	145
D.7	Contraintes de Von Mises pour le cas 7 . . . . .	145
D.8	Contraintes de Von Mises pour le cas 8 . . . . .	146
D.9	Influences du changement d'épaisseur sur les contraintes de Von Mises . . . . .	146

# Liste des tableaux

5.1	Résumé des efforts lors des manœuvres de la porte . . . . .	48
5.2	Modèle simplifié : réaction d'appui des heurtoirs sous pression hydrostatique et poids propre . . . . .	65
5.3	Modèle simplifié : réaction d'appui des heurtoirs sous pression hydrostatique et poids propre avec suppression des appuis de la traverse inférieure . . . . .	67
5.4	Modèle simple : Efforts et contraintes dans les traverses et aiguilles sous pression hydrostatique . . . . .	67
5.5	Modèle plaque : réaction d'appui des heurtoirs sous pression hydrostatique et poids propre . . . . .	68
5.6	Modèle plaque : réaction d'appui des heurtoirs sous pression hydrostatique et poids propre avec suppression des appuis de la traverse inférieure . . . . .	70
5.7	Comparaison des réactions d'appuis des heurtoirs sous pression hydrostatique et poids propre selon le modèle poutre et selon le modèle plaque . . . . .	70
5.8	Comparaison des modèles simple et complet sous pression hydrostatique . . . . .	72
5.9	Modèle simple : Efforts et contraintes dans les traverses et aiguilles sous efforts de manœuvre (modèle initial) . . . . .	75
5.10	Modèle simple : Efforts et contraintes dans les traverses et aiguilles sous efforts de manœuvre (grande raideur torsionnelle) . . . . .	76
5.11	Efforts dans les heurtoirs pour des tassements d'appui de 10 mm [kN] . . . . .	89
5.12	Contraintes normales aux fissures sous les cas de charges considérés aux points investigués [MPa] . . . . .	100
5.13	Mesures des niveaux d'eau durant les ouvertures de porte (vantail droit) - [début / mi-chemin / fin] . . . . .	109
5.14	Mesures des niveaux d'eau durant les fermetures de porte (vantail droit) - [début / mi-chemin / fin] . . . . .	109
6.1	Comparaison des contraintes normales aux fissures sous les cas de charges considérés aux points investigués [MPa] pour des épaisseurs de semelles de 10 et 12 mm . .	115
6.2	Comparaison des contraintes normales aux fissures sous les cas de charges considérés aux points investigués [MPa] pour des épaisseurs de semelles de 10 et 16 mm . .	115
6.3	Comparaison des contraintes normales aux fissures sous les cas de charges considérés aux points investigués [MPa] pour des épaisseurs de semelles de 10 et 20 mm . .	116
6.4	Résistance de la porte en fonction du renfort . . . . .	130
A.1	Poids propre de la structure acier de la porte . . . . .	136
A.2	Poids propre de la passerelle de service . . . . .	137
A.3	Poids propre des renforts au poteau tourillon . . . . .	137
A.4	Poids propre des renforts au poteau busqué . . . . .	137
A.5	Poids propre de la zone collier . . . . .	138
A.6	Poids propre des bois d'étanchéité . . . . .	138

# Résumé - Abstract

## Français

**Titre :** Identification des dommages aux portes de l'écluse de Havré : Canal du Centre

**Réalisé par :** Timothée PIRE

**Section :** Master Ingénieur Civil des Constructions

**Année académique :** 2013 - 2014

Ce travail porte sur l'identification des dommages sur les portes de l'écluse de Havré. Une étude approfondie des portes intermédiaire et aval ayant déjà été menée, ce travail porte sur la porte amont. Il s'agit d'une porte busquée sur laquelle plusieurs dommages ont été observés en 2004. Elle présente en effet des fissures, un vantail est vrillé et certains appuis de heurtoirs sont usés. L'origine de ces dégradations n'a pas pu être identifiée jusqu'à présent. L'objectif de ce travail est donc de déterminer les cas de charge qui ont mené aux dommages cités. Pour cela, la structure et les charges sont modélisées à l'aide du logiciel aux éléments finis *Ansys*. L'analyse montre que, lorsque la porte est fermée et reprend la pression hydrostatique de l'eau, les efforts internes sont bien plus faibles que la résistance de la porte. Par contre, des pics de contrainte apparaissent lors des phases d'ouverture et de fermeture de la porte. De plus, ces pics se situent au droit de soudures. Une vérification à la fatigue permet de calculer que la durée de vie estimée de la porte, sous charges traditionnelles de manœuvre, est de 20 ans alors que cette porte est en place depuis 40 ans. La charge principale lors de manœuvres de la porte est due à la variation du niveau de l'eau de part et d'autre de la porte. Cette variation est prise égale à 10 *cm* dans la littérature, mais des mesures indiquent qu'elle peut être plus élevée. Le vrillage de la porte est, lui, certainement dû à un blocage de la porte lors d'une ouverture et d'un sur-dimensionnement du vérin. Finalement, l'usure d'appuis de heurtoirs est due à un mauvais réglage. Suite à l'identification de la cause des dommages, des propositions de renforcement de la porte sont données afin de porter la durée de vie estimée de la porte à 50 ans. Les modifications de la structure portent sur la position des soudures, les épaisseurs des tôles, la géométrie des raccords entre aiguilles et traverses ainsi qu'une augmentation de la nuance d'acier à utiliser.

## English

**Title :** Identification of damage on sluices in Havré : Canal du Centre

**Realised by :** Timothée PIRE

**Section :** Master Civil Engineer

**Academic year :** 2013 - 2014

This work is about the identification of damage on sluices in Havré. A thorough study being already carried out on intermediate and downstream sluices, this report is about the upstream sluice. It is a miter gate on which several damage were noticed in 2004. Indeed, it shows some cracks, a door panel is twisted and some supports of knocker are worn. The origin of this damage is not found out yet. The goal of this work is so to determine the load cases that caused the listed damage. Therefore, the structure and the loads are modeled within the finite elements software Ansys. The analyse shows that, when the sluice is closed and withstands the hydrostatic pressure, the internal efforts are much lower than the resistance of the sluice. Contrariwise, stress peaks appear during opening and closing phases. Moreover, these peaks are located on weldings. A verification to fatigue shows that the life expectancy under normal maneuver loads is about 20 years while this sluice is being working for 40 years. The main load during the maneuvers is due the variation of water level either side of the sluice. This variation is taken equal to 10 cm in documents, but measures shows it can be greater. The twisting is certainly due to a blocking of the sluice during an opening and an oversizing of the cylinder. Eventually, the wear of knocker is due to maladjustment. Following this identification of damage, some proposition of reinforcement are proposed to increase the life expectancy up to 50 years. The modifications of the structure are related to the position of weldings, to sheet thickness, to the geometry of connections between cross rails and munions and to an increase of the steel grade.

# Remerciements

Plusieurs personnes m'ont aidé à concrétiser ce travail et ont contribué avec des apports divers à sa réalisation. Je souhaite ici les en remercier chaleureusement.

Je tiens tout d'abord à citer mon promoteur, M. Philippe RIGO, qui a suivi de très près toutes les étapes de la réalisation de ce Travail de Fin d'Études. Il m'a accueilli régulièrement pour discuter les hypothèses posées et les résultats obtenus et s'est attardé sur tous les détails de l'étude. Son expérience dans le domaine des constructions hydrauliques a permis que nous ciblions rapidement les éléments essentiels du travail et que je m'oriente dans la bonne direction de recherches. Il m'a également soutenu dans les démarches que j'ai effectuées pour mener à bien cette étude.

Merci également à M. Amirouche AMRANE, assistant au sein du service ANAST dirigé par mon promoteur, qui m'a fourni des documents de référence ainsi que de nombreuses explications quant au calcul de structures métalliques. Il m'a également accompagné lors de plusieurs visites à Havré et lors de réunions techniques.

Je dois également remercier plusieurs personnes au sein du *SPW*, à commencer par M. Stéphane VERCRUYSE, ingénieur à la Direction des Voies Hydrauliques de Mons et gestionnaire de l'écluse de Havré, qui a proposé ce sujet de Travail de Fin d'Études à M. RIGO. Il m'a accordé une grande attention durant la réalisation du travail via des contacts téléphoniques réguliers ainsi que plusieurs visites sur site, dont certaines durant une période de chantier. Il m'a également procuré tous les plans et documents nécessaires à l'étude. En tant que responsable de l'écluse, il a pu me fournir un excellent retour sur les états d'avancement du travail que je lui fournissais et pointer les aspects de la recherche à approfondir.

Durant le remplacement des portes aval, j'ai rencontré M. Fabry DURIAU qui m'a accompagné pendant une visite de chantier et a répondu à toutes mes questions sur les phases des travaux et les opérations réalisées.

J'ai pu compter sur les ouvriers du *SPW* qui m'ont aidé à effectuer des mesures sur la porte et qui m'ont permis de monter dans une barque afin de m'approcher au plus près des portes.

Je salue les éclusiers de Havré qui m'ont accueilli lors de chacune de mes visites et m'ont fait part de leur connaissance des écluses et des observations qu'ils ont eux-mêmes réalisées.

Merci à M. Dominique HARDY, ingénieur civil des constructions, qui a réalisé l'étude sur les portes aval et intermédiaire de l'écluse de Havré. La méthodologie qu'il a utilisée pour son étude m'a aidé à déterminer les étapes que j'allais suivre. J'ai eu l'opportunité de le rencontrer à deux reprises afin de discuter de son rapport d'expertise ainsi que de l'avancement de mon travail. J'ai ainsi pu bénéficier de sa grande connaissance des portes d'écluse et de son expérience d'ingénieur.

Je souhaite également remercier les membres de mon jury que je n'ai pas encore cités, M. Vincent DENOËL et M. Jean-Pierre JASPART avec qui j'ai discuté à plusieurs reprises et qui ont soulevé des questions, m'ont donné de précieux conseils et m'ont proposé des voies de travail.

Je ne peux pas citer tous les professeurs, membres du personnel académique et personnes extérieures qui m'ont formé à mon futur métier d'ingénieur depuis le début de mon cursus, mais je tiens à les remercier pour tous leurs enseignements et leurs apports.

Je termine ces remerciements par les personnes de mon entourage qui m'ont soutenues et qui, par leurs questions, m'ont permis de clarifier certains aspects de ce travail.

Merci à eux pour leur aide indispensable.

# Chapitre 1

## Introduction

Ce travail porte sur l'analyse structurale et la résistance des portes de l'écluse de Havré, située sur le Canal du Centre. Cette écluse comporte trois portes busquées, respectivement à l'amont, intermédiaire et à l'aval. Cette écluse est gérée par le Service Public de Wallonie (*SPW*), et plus précisément par la Direction des Voies Hydrauliques de Mons.

Des fissures ont été observées dès 2004 sur chaque porte et des réparations provisoires ont été effectuées en 2005 et 2011. Celles-ci avaient pour but de permettre à la navigation de se poursuivre en attendant des réparations définitives qui étaient nécessaires au vu de l'importance des dommages sur les portes.

Le *SPW* a commandé des études pour déterminer l'origine des dommages sur les portes ainsi que pour calculer les renforcements nécessaires.

Pour les portes intermédiaire et aval, un Bureau d'Études a effectué une étude poussée qui a mis en évidence plusieurs sous-dimensionnements. Il a également proposé un nouveau dimensionnement.

Pour la porte amont, seule une simple vérification sous les cas de charges traditionnels a été effectuée et n'a montré aucun sous-dimensionnement. Les causes des dommages n'ont donc pas été identifiées.

Durant la réalisation de ce travail, la porte intermédiaire a été retirée du sas de l'écluse et amenée en atelier afin d'effectuer les renforcements prescrits. Début avril 2014, la porte aval a été enlevée et remplacée par la porte intermédiaire renforcée. La porte aval est alors partie en atelier en vue de subir le même renforcement et sera placée en position intermédiaire lors d'un chantier dont la date n'est pas connue.

Pour la porte amont, il a été décidé de ne pas la renforcer mais de directement la remplacer. Cette nouvelle porte est en cours de réalisation durant la rédaction de ce travail et sera placée durant un futur chantier.

Les plans actuellement utilisés pour la nouvelle porte amont sont ceux de la porte actuelle. Or, il faut s'assurer qu'elle ne subira plus de dommages après le remplacement. Ceci ne peut être vérifié tant que la cause de ces dommages n'est pas identifiée.

Ainsi, comme cette introduction le suggère, ce travail se concentre sur l'étude de la porte amont. L'analyse structurelle est réalisée à l'aide du logiciel aux éléments finis *Ansys*.

Après la présentation du Canal du Centre et de l'écluse de Havré au chapitre 3, nous effectuons un état des lieux sur les portes de l'écluse au chapitre 4. Nous expliquons tout d'abord la conception des portes. Nous y décrivons ensuite les dommages observés à l'aide de photos prises lors des phases de chantier en 2005 et 2011. Finalement, nous parlons des hypothèses formulées par le *SPW* pour expliquer l'origine des dommages ainsi que des études effectuées afin de valider ces hypothèses et quantifier leurs effets.

L'étude de la porte amont actuelle est effectuée au chapitre 5. Elle commence par le rappel des dommages observés. Ensuite, nous listons tous les cas de charges qui seront modélisés. En plus des cas de charges traditionnels pour une porte d'écluse, les charges accidentelles et les défauts structuraux doivent être pris en compte. Les amplitudes de ces charges ainsi listées sont quantifiées afin d'être modélisées.

Deux modèles de la porte amont sont réalisés avec le logiciel aux éléments finis *Ansys* et décrits. Les charges évaluées sont alors appliquées, ce qui nous permet d'obtenir des résultats en termes de déplacements et d'efforts internes. Nous pouvons alors identifier les cas de charges les plus critiques et évaluer la résistance de la porte.

La dernière étape de ce chapitre est de discuter les résultats obtenus en fonction de l'amplitude des charges appliquées et de s'assurer de la concordance entre les résultats théoriques obtenus à l'aide du modèle numérique aux éléments finis et les dommages observés sur la porte amont.

Nous verrons dans la suite de ce rapport que la porte amont présente effectivement des zones sous-dimensionnées sous cas de charges de calcul et demande une attention particulière au niveau du réglage des articulations.

Dans le chapitre 6, nous proposons plusieurs types de renforcements de la porte amont. La conception des renforcements se fait sur base de l'identification des zones les plus faibles réalisée au chapitre précédent. Des recommandations quant aux réglages de la porte sont finalement données.

## Chapitre 2

# Vocabulaire

Cette section a pour objectif de définir le vocabulaire spécifique aux écluses qui sera utilisé dans la suite du rapport.

### 2.1 Sas

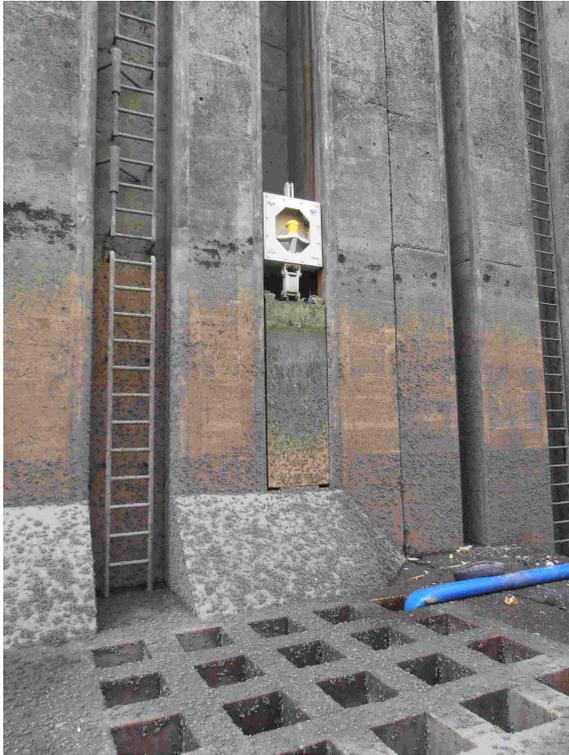
La photo de la figure 2.1 a été prise dans le fond du sas de l'écluse de Havré en avril 2014.



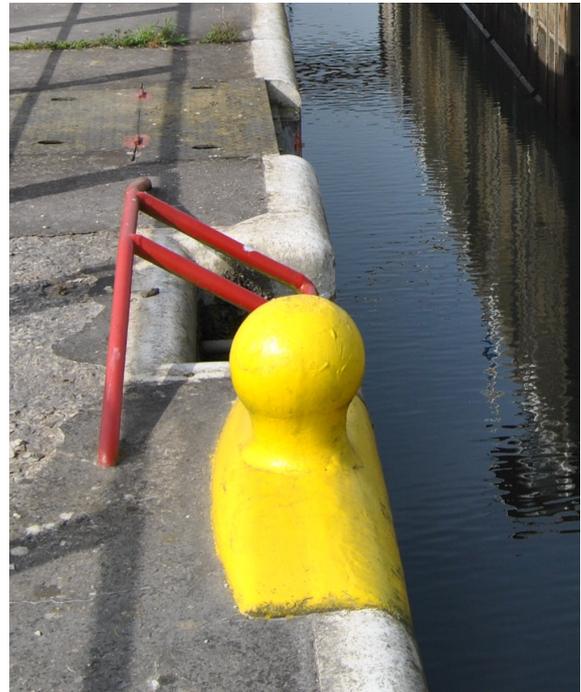
FIGURE 2.1 – Vue de l'intérieur du sas de l'écluse de Havré

- Les murs verticaux du sas sont appelés **bajoyers** ;
- Le fond du sas est appelé **radier** ;
- Le mur vertical visible en arrière plan est appelé **mur de chute**. Il permet d'obtenir une porte amont plus petite que la porte aval.

Des équipements sont installés dans le sas, comme le montrent les photos 2.2a et 2.2b.



(a) Échelle et bollard flottant



(b) Bollard fixe

Les **bollards** sont des éléments métalliques auxquels s'amarrent les bateaux lorsqu'ils doivent s'arrêter. Dans une écluse, ils peuvent être **fixes** ou **flottants**. Dans le premier cas, ils sont placés en tête des bajoyers et noyés dans le béton lors de leur mise en place. Dans le second cas, ils sont placés sur un caisson étanche. Ils suivent alors l'évolution du niveau de l'eau. Les échelles sont des éléments de sécurité qui permettent aux bateliers d'évacuer le bateau en cas d'incident.

Les opérations qui consistent à remplir ou vider l'écluse s'appellent les opérations de **sassement**. La différence de niveau d'eau entre l'amont et l'aval de l'écluse est appelée **chute**.

## 2.2 Porte

Une porte d'écluse est typiquement composée d'un **bordé** (tôle continue), de **traverses** (poutres horizontales), d'**aiguilles** (poutres verticales) et de **raidisseurs** (poutres horizontales ou verticales, selon la conception de la porte). Ces éléments sont présentés sur la figure 2.2 qui est une vue de la porte amont de l'écluse de Havré.

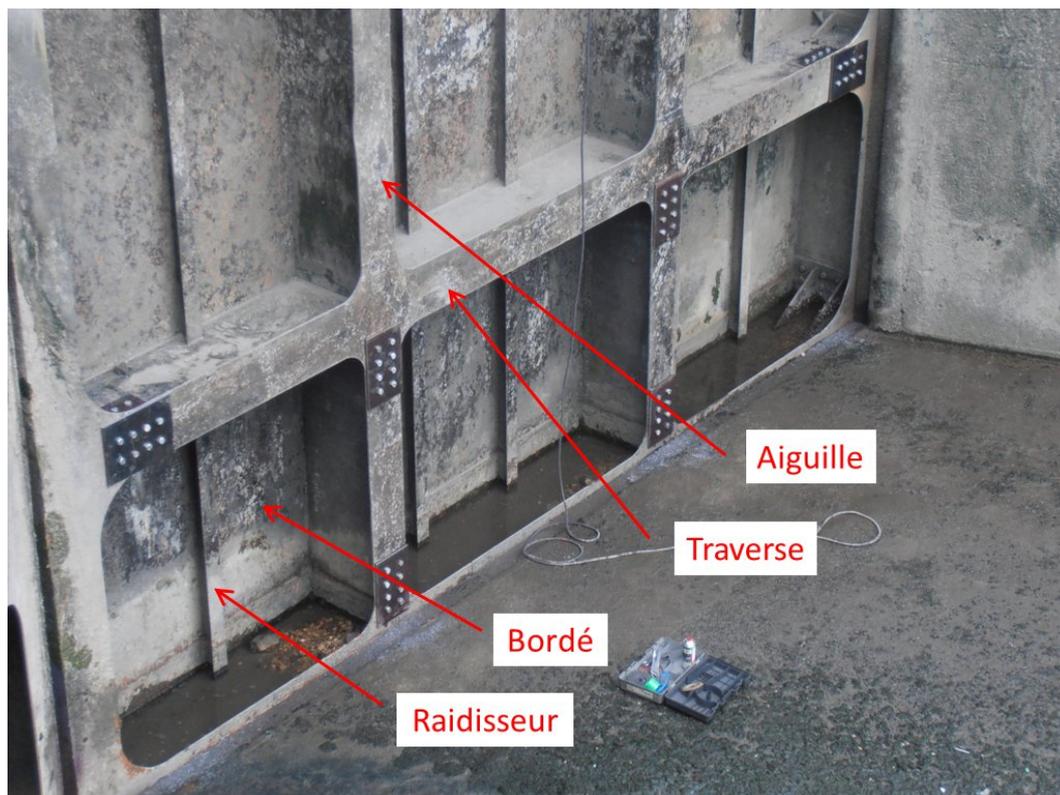


FIGURE 2.2 – Nomenclature des éléments d'une porte d'écluse [Vercruyse]

Les portes busquées sont un type courant de portes d'écluse pour la navigation intérieure. Leur fonctionnement sera décrit à la section 5.3. Elles sont composées de deux parties, appelées **vantaux**, qui entrent en contact l'un avec l'autre lorsque la porte est fermée. Pour ce type de porte, les aiguilles d'extrémité sont appelées **poteaux**. L'aiguille située sur l'axe de rotation est appelée **poteau tourillon** tandis que l'aiguille qui entre en contact avec l'autre vantail est elle appelée **poteau busqué**.

On place des pièces métalliques massives appelées **heurtoirs** aux extrémités de chaque traverse. Les heurtoirs du poteau tourillon d'une des nouvelles portes aval (installées en avril 2014) sont visibles à la photo 2.3.



FIGURE 2.3 – Heurtoirs du poteau tourillon d'une porte aval de l'écluse de Havré

Lorsque la porte est en mouvement, elle est tenue aux parties supérieure et inférieure du poteau tourillon, appelées respectivement **collier** et **pivot**.

# Chapitre 3

## Présentation du site

### 3.1 Canal du Centre

L'écluse de Havré se situe sur le Canal du Centre, à proximité de la ville de Mons, comme le montre la carte de la figure 3.1. Il s'agit de la première écluse en aval des ascenseurs de Strépy-Thieu dont elle est distante d'environ 6 km.

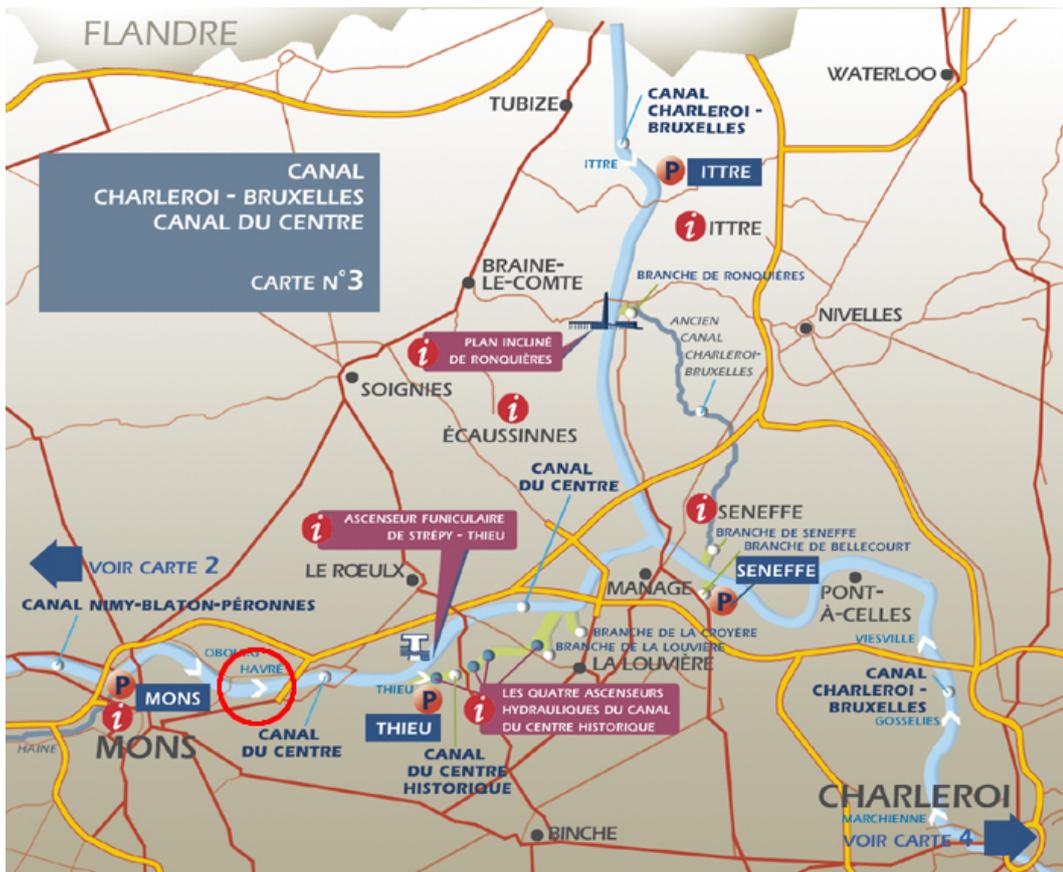


FIGURE 3.1 – Carte du Canal du Centre [Wallonie, 2014]

Le Canal du Centre, long de 27 km, permet de relier le bassin de la Meuse à celui de l'Escaut. Il présente un gabarit de 1350 tonnes, ce qui correspond à des bateaux de classe IV [Sofico, 2014]. Ceux-ci ont pour dimensions :

- Longueur : 85 m ;
- Largeur : 9,5 m ;
- Tirant d'eau : 3 m.

Le projet de création de canaux dans le Hainaut a débuté en 1803 lorsque Napoléon a pris la décision de construire le Canal Charleroi-Bruxelles. Les travaux ont débuté en 1815 pour se terminer 17 ans plus tard, en 1832. C'est sur ce canal que se trouve le plan incliné de Ronquières.

La construction du Canal du Centre, pour relier les bassins de la Meuse et de l'Escaut, a été décidée en 1879. Ce canal a demandé de construire également 4 ascenseurs hydrauliques permettant de passer chacun plus de 15 m de chute. L'ascenseur n°4 de Thieu est représenté à la figure 3.2.



FIGURE 3.2 – Ascenseur historique n°4 de Thieu

Les 4 ascenseurs ont été mis en service en 1917. L'utilisation du canal à des fins commerciales n'a, elle, débuté qu'en 1936. Le tonnage des péniches était alors limité à 300 tonnes. Les ascenseurs sont classés « Patrimoine Mondial de l'Humanité » par l'UNESCO.

Devant l'augmentation du trafic hydraulique et du gabarit des péniches, le canal Charleroi-Bruxelles a été élargi pour accueillir des bateaux de 1350 tonnes. Ces travaux se sont déroulés entre 1962 et 1968.

Puisque les quatre ascenseurs historiques du Canal du Centre présentent un gabarit de 300 tonnes, il était nécessaire de les remplacer afin d'augmenter le gabarit de l'ensemble du canal.

Ainsi, comme cela est mentionné sur la carte de la figure 3.1, la portion du Canal du Centre historique qui contient les 4 ascenseurs hydrauliques et 2 écluses a été contournée pour réaliser le nouveau Canal. Pour récupérer cette chute, l'ascenseur à bateaux de Strépy-Thieu a été construit et inauguré en 2002. Il permet de franchir une chute de 73,15 m. Le Canal du Centre historique a aujourd'hui une vocation uniquement touristique.

## 3.2 Écluse de Havré

L'écluse de Havré a une longueur de 136 m, une largeur de 12,5 m et présente une chute de 10 m. Une vue aérienne est donnée à la figure 3.3.

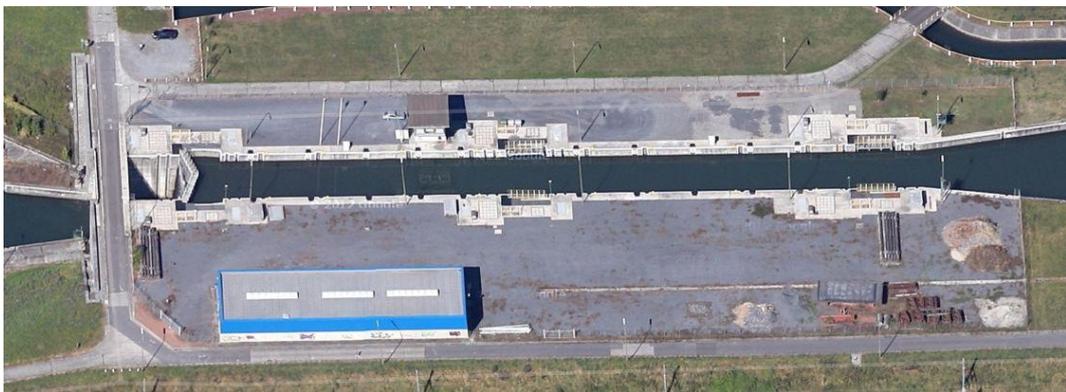


FIGURE 3.3 – Vue aérienne de l'écluse de Havré [Google, 2014]

L'écluse comporte trois portes busquées : à l'amont, à l'aval et intermédiaire.

La photo de la figure 3.4 a été prise depuis le fond du sas, au niveau de la porte intermédiaire, en direction de la porte amont durant la phase de chantier d'avril 2014. On distingue à l'arrière-plan le mur de chute qui permet d'avoir la porte amont plus petite que les portes intermédiaire et aval. Ensuite, on observe dans le radier des ouvertures qui permettent d'effectuer les opérations de sassement par le fond du sas.



FIGURE 3.4 – Vue de l'intérieur du sas de l'écluse de Havré (2)

Le Canal et tous ses ouvrages sont gérés par la Direction des Voies hydrauliques de Mons qui fait partie du Service Public de Wallonie (*SPW*).

# Chapitre 4

## État des lieux

### 4.1 Portes aval et intermédiaire

#### 4.1.1 Conception

Une photo de la partie aval d'un vantail de la porte est donnée à la figure 4.1.

Il s'agit donc d'une porte busquée. Elle est composée de 6 traverses (horizontales), de 2 aiguilles principales (verticales) séparées chacune par 3 raidisseurs (verticaux) ainsi que d'un poteau busqué et d'un poteau tourillon. On retrouve en plus de cela 2 diagonales réalisées avec des plats.



FIGURE 4.1 – Vue de la partie aval de la porte aval [Veracruz]

#### 4.1.2 Dommages

Des fissures sont apparues à plusieurs endroits.

Tout d'abord, des fissures étaient visibles sur les poteaux busqué et tourillon de la porte, tel que montré à la photo de la figure 4.2.

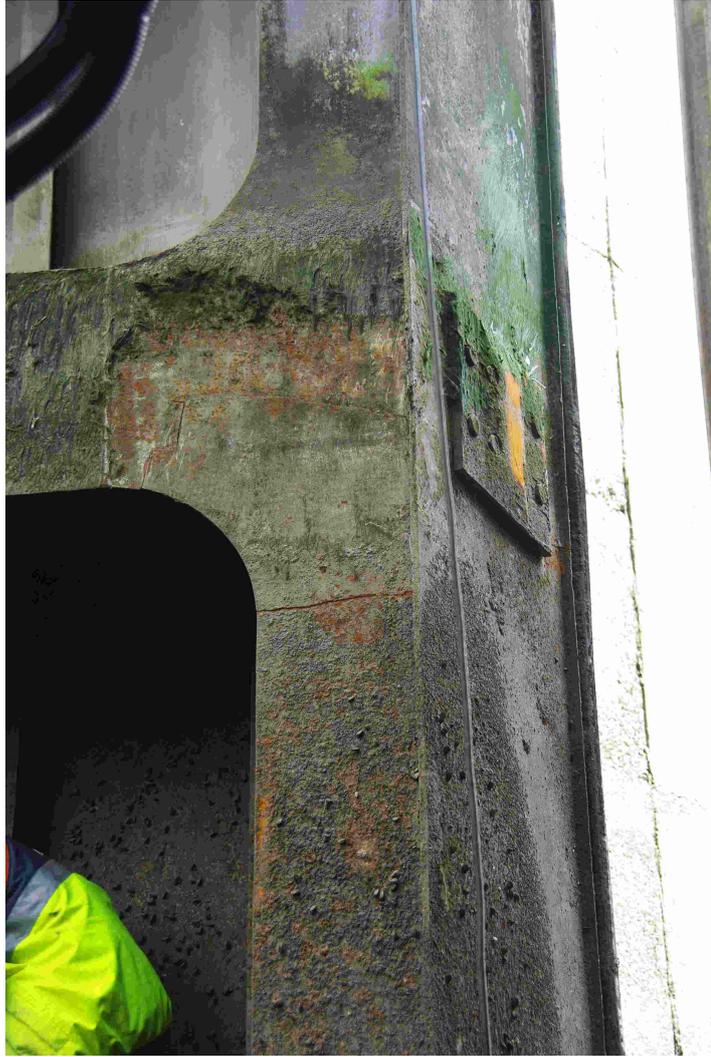


FIGURE 4.2 – Fissure dans une semelle d'un poteau busqué de la porte aval [Veracruz]

Ensuite, les diagonales étaient totalement rompues comme le montre la photo de la figure 4.3.



FIGURE 4.3 – Fissure dans une diagonale de la porte aval [Vercruysse]

Finalement, une fissure importante a été observée sur la semelle d'une traverse de la porte intermédiaire. Une partie de cette semelle a même totalement disparu, comme le montre la photo de la figure 4.4. Toutefois, ce type de dégât n'est pas apparu sur la porte aval.



FIGURE 4.4 – Fissure dans une semelle d'une traverse de la porte aval [Vercruysse]

Notons également que, lors de la fermeture des portes, les heurtoirs des poteaux busqués de chaque vantail ne sont pas parfaitement en vis-à-vis, comme le montre la photo de la figure 4.5. Il est étonnant de remarquer que la position des heurtoirs n'est pas identique à chaque fermeture de porte.



FIGURE 4.5 – Non alignement des heurtoirs du poteau busqué sur la porte aval [Vercruysse]

#### 4.1.3 Travaux effectués

- **2011** : Un profilé en U, visible sur la photo de la figure 4.5 a été ajouté pour favoriser l'étanchéité.
- **2013 - 2014** : Les deux vantaux de la porte intermédiaire ont été enlevés du sas pour être réparés. En avril 2014, ces vantaux ont remplacé les vantaux de la porte aval, ces derniers étant envoyés en réparation avant d'être placés au niveau de la porte intermédiaire.

#### 4.1.4 Expertise effectuée

Le Bureau d'Études Hardy a effectué deux études approfondies de la porte aval. La première, en 2005, a consisté en une vérification complète du dimensionnement de la porte, y compris des heurtoirs, du pivot et du collier. La seconde, en 2011, comprenait un dimensionnement des réparations à effectuer.

#### 4.1.4.1 Étude de 2005

Plusieurs sous-dimensionnements ont été mis en évidence.

- Les raidisseurs sont sous-dimensionnés ;
- Les heurtoirs du poteau busqué sont trop petits. Cela conduit à un enfoncement local des âmes des traverses. Les bordés des deux vantaux se mettent alors en contact. Les efforts de buscage ne passent donc pas par le centre des traverses. Un moment parasite apparaît donc dans les portes ;
- Les diagonales ne sont pas nécessaires pour reprendre le poids propre de la porte et les pressions hydrostatiques mais elles sont indispensables lors des manœuvres de la porte où elles doivent reprendre des efforts de torsion. Dans cette situation, elles sont alternativement comprimées et tendues. Or, l'étude montre que les diagonales flambent dès qu'elles sont comprimées.

Pour arriver à ces conclusions, le Bureau d'Études a travaillé selon la méthodologie suivante.

#### Définition des charges

Les charges qui ont été prises en compte pour cette étude sont :

- Le poids propre ;
- La poussée hydrostatique :
  - Chute de 10 *m* : valeur moyenne ;
  - Chute de 10,6 *m* : valeur caractéristique (qui tient compte des variations de hauteur amont et aval de 30 *cm*) ;
  - Chute de 11,3 *m* : tient compte de l'action caractéristique dominante et d'une autre action secondaire, telle que l'onde générée par l'éclusage ;
  - Chute de 14,2 *m* : cas de chantier temporaire où le niveau amont est baissé de 30 *cm* et l'aval est mis à sec ;
  - Chute de 15,2 *m* : cas exceptionnel. Il peut s'agir d'une vidange très rapide du bief aval (sabotage par exemple) associé à l'arrivée de l'onde d'éclusage amont ;
- Les pressions qui agissent sous la traverse inférieure et sur le poteau tourillon, en fonction des hauteurs d'eau considérées ;
- Les efforts de manœuvre de la porte :
  - Couple résistant de collier ;
  - Couple résistant de pivot ;
  - Couple résistant hydrodynamique ;
  - Couple résistant dû à la surélévation du plan d'eau ;
  - Couple résistant dû à l'inertie.

### Définition des appuis

En position fermée, les appuis prévus sont :

- Les heurtoirs sur le poteau busqué ;
- Les heurtoirs sur le poteau tourillon ;
- Le bois qui s'appuie sur le chardonnet.

Ces trois types d'appuis sont nécessaires et suffisants à l'équilibre de la porte.

Des usures d'appuis ont également été prises en compte.

Lors des phases de manœuvre de la porte, les appuis sont :

- Le collier (en partie supérieure) ;
- Le pivot (en partie inférieure).

### Premières études approchées

Par une évaluation manuelle des efforts dans tous les éléments de la porte, le Bureau d'Études a pu montrer que deux éléments mentionnés ci-dessus, à savoir les raidisseurs et les heurtoirs du poteau busqué, semblaient sous-dimensionnés.

### Étude de l'influence des défauts d'appuis

L'usure des appuis a été prise en compte dans l'étude. Pour chaque appui, le Bureau d'Études a considéré une usure de 10 *mm* et a analysé l'impact de ce défaut sur les efforts dans le reste de la structure.

La conclusion principale de ce chapitre consiste à dire que les tolérances sur les appuis doivent être très faibles. En effet, on peut observer des variations d'effort de l'ordre de 10000 *kN/cm* d'usure d'un appui sur les appuis adjacents alors que les charges qui passent dans ces appuis pour une structure parfaite sont de l'ordre de 2500 *kN*.

Ces deux valeurs ont le même ordre de grandeur, ce qui montre que l'usure des appuis ne peut être négligée et demande une très grande attention lors du réglage de la porte.

### Étude numérique de plusieurs cas de charges avec une structure parfaite

- **Chute de 11,3 *m*, appuis uniquement sur les heurtoirs :**

Cette première étude a montré une déformabilité excessive des raidisseurs puisque le rapport de la flèche sur la portée ( $f/L$ ) est de  $\frac{1}{244}$  alors qu'il est recommandé de conserver un rapport maximal de  $\frac{1}{300}$ .

Au niveau de la résistance de ces raidisseurs, le moment sollicitant est deux fois plus élevé que le moment plastique résistant.

Ensuite, les contraintes sont trop élevées au niveau des âmes des traverses et à proximité des heurtoirs du poteau busqué. On y observe des contraintes de Von Mises de  $500 \text{ MPa}$  alors que nous avons un acier de classe  $S235$  (limite élastique de  $f_y = 235 \text{ MPa}$ ).

Finalement, on observe qu'une des deux diagonales est comprimée et l'autre tendue.

- **Chute de 11,3 m, appuis sur les heurtoirs et sur le seuil :**

Étant donné que l'étanchéité doit être faite également sur la partie inférieure de la porte, un bois s'appuie sur le seuil. Cette réaction d'appui parasite le système d'appui considéré jusqu'ici.

En considérant cet appui supplémentaire, on constate que la compression dans les traverses situées près du seuil est fortement diminuée voire annulée pour la dernière traverse.

La traction dans la diagonale inférieure est augmentée par un facteur 4,4.

Tous les autres états de contrainte varient très peu par rapport au cas où l'appui sur le seuil est inexistant.

- **Chute de 14,2 m (cas de chantier temporaire), appuis sur les heurtoirs et sur le seuil :**

Dans ce cas, les coefficients partiels de sécurité pris sur les charges sont plus faibles.

Finalement, l'analyse nous permet de conclure que ce cas est moins dimensionnant que le cas pour lequel on considère une chute de 11,3 m.

- **Manceuvres de la porte :**

L'analyse a permis de calculer les efforts dans la porte. Celle-ci prenait en compte les frottements, les poussées de l'eau ainsi que le fait que la porte s'appuyait sur un socle en béton lorsqu'elle s'approchait de sa position fermée. L'analyse a montré que les contraintes sont admissibles dans la tôle, les traverses, les aiguilles.

Par contre, les diagonales peuvent être comprimées lors des manœuvres de la porte. Dans ce cas, avec les efforts appliqués, le dimensionnement montre que les deux diagonales flambent en fonction du sens de manipulation de la porte (ouverture ou fermeture).

#### 4.1.4.2 Étude de 2011

Cette étude porte sur les réparations à effectuer sur les portes aval et intermédiaire. Les modifications portent sur plusieurs éléments :

1. **Augmentation de la taille des heurtoirs :**

Aussi bien du côté du poteau busqué que du poteau tourillon, la taille de certains heurtoirs est trop faible. Les heurtoirs extrêmes (tout en haut et tout en bas de la porte) sont, eux, moins sollicités. En effet, les heurtoirs supérieurs voient une charge dans la traverse supérieure qui est plus faible que pour les traverses centrales. Les heurtoirs inférieurs sont moins sollicités car une partie de la charge passe par les heurtoirs et une autre par contact direct entre le bois d'étanchéité et le seuil.

## 2. Renforcement de la zone de dissipation des contraintes dans les traverses, juste derrière les heurtoirs :

Sur les poteaux busqué et tourillon, les contraintes étaient largement supérieures à la limite élastique de l'acier (de l'ordre de 500 MPa pour un acier S235).

Pour remédier à ce sous-dimensionnement, le Bureau d'Études propose d'augmenter les épaisseurs de tôle et d'ajouter des raidisseurs locaux.

## 3. Renforcement des raidisseurs :

L'étude de 2005 a montré que les raidisseurs étaient sous-dimensionnés. Deux solutions sont possibles pour renforcer la structure :

- Augmenter la dimension des raidisseurs ;
- Diminuer leur portée en ajoutant des traverses secondaires, perpendiculaires aux aigüilles.

C'est cette deuxième solution qui a été proposée par le Bureau d'Études.

## 4. Modification des diagonales et de ses fixations :

Il semble que les diagonales ont été dimensionnées pour reprendre le poids propre. Dans ce cas, elles sont uniquement tendues.

Mais lors des manœuvres, les portent subissent des efforts de torsion et les diagonales peuvent se mettre en compression. Les diagonales actuelles sont des plats métalliques qui flambent dès qu'un faible effort de compression est appliqué.

Le Bureau d'Études propose donc de remplacer ces plats par des tubes dont la section est proche de celle des plats d'origine mais dont l'inertie est bien plus grande.

De plus, les assemblages avec le cadre de la porte, qui étaient initialement réalisés par soudage, sont remplacés par des boulons *HR* précontraints.

## 5. Renforcement du bordé :

Le long de l'âme des traverses, le bordé est comprimé. Cela est dû à deux contributions :

- L'effort de buscage ;
- Le moment dû à la pression hydrostatique.

Afin de prévenir le voilement, le Bureau d'Études préconise de souder des plats de renforcement sur le bordé le long de toutes les traverses.

## 6. Modification des colliers, des pivots et des bras d'équilibre :

Les bras d'équilibre qui se situent dans la zone du collier doivent reprendre :

- La réaction horizontale due au poids propre de la porte ;
- Les efforts du vérin.

Les bras d'équilibre sont l'un après l'autre dans l'axe de la porte durant son mouvement. Il doivent donc être capables de reprendre chacun la réaction horizontale du poids propre de la porte. Par contre, on constate d'après la cinématique de la porte que seul un bras d'équilibre reprend les efforts du vérin. Or, initialement, les deux bras ont été dimensionnés de la même façon.

De plus, il faut tenir compte du fait que la porte est plus lourde avec les renforcements qui sont préconisés, ce qui augmente la première composante d'effort dans les bras d'équilibre. Les nouvelles valeurs des charges conduisent également à revoir le dimensionnement du collier et du pivot.

Ceux-ci pouvaient reprendre les charges si les conditions d'appui sont parfaites. Or, elles ne le sont jamais. On arrive à un nouveau dimensionnement si il y a un mouvement horizontal de la porte (causé notamment par le jeu).

Il est à noter également que la modification de la structure entraîne une modification de la rigidité de la porte. Celle-ci étant fortement hyperstatique, la distribution des efforts entre les heurtoirs est modifiée.

## 4.2 Porte amont

### 4.2.1 Conception

Une photo de la partie aval de la porte amont est donnée à la figure 4.6.



FIGURE 4.6 – Vue de la partie aval de la porte amont [Vercruysse]

De nouveau, nous avons ici une structure composée de traverses (horizontales), d'aiguilles principales, de raidisseurs et de deux poteaux. Il existe deux différences au niveau de la conception de la porte amont par rapport aux portes aval et intermédiaire.

- La porte amont n'est pas contreventée par des diagonales ;
- Les traverses et les aiguilles ont la même hauteur, tandis que les traverses sont plus hautes que les aiguilles sur les portes aval et intermédiaire.

#### 4.2.2 Dommages

Trois types de dommages ont été observés lors d'une visite en 2011.

Tout d'abord, la porte située en rive gauche est vrillée, ce qui se remarque à la figure 4.7. On constate sur cette photo que les heurtoirs des deux vantaux ne sont pas alignés. Les efforts de compression ne passent donc pas par le chemin prévu. De plus, l'étanchéité ne se fait pas correctement puisque la note de musique (joint de caoutchouc) ne présente pas un bon contact avec le plat situé sur le second vantail.

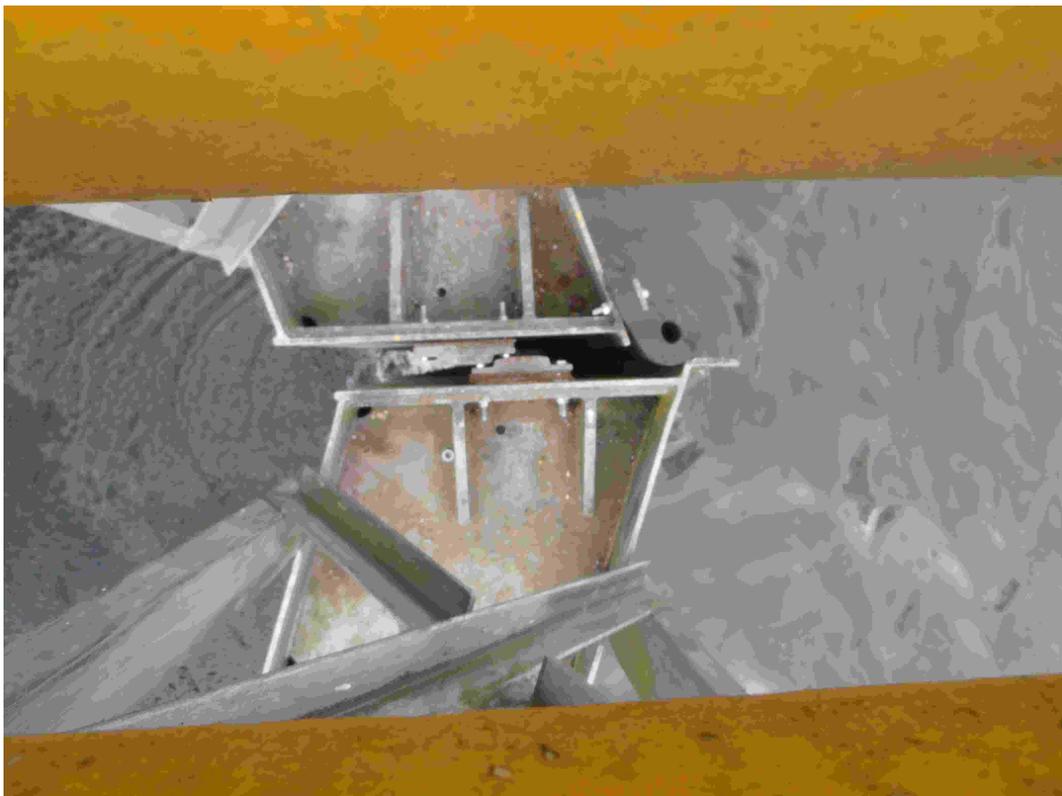


FIGURE 4.7 – Non alignement des heurtoirs sur les vantaux de la porte amont [Vercruysse]

Ensuite, des fissures ont été observées au niveau des aiguilles et des traverses, uniquement sur le vantail vrillé. Lors de la visite de 2011, le second vantail était intact. Les fissures sur le vantail endommagé sont localisées aux endroits entourés sur la figure 4.10. Il s'agit partout de soudures.

Finalement, certains heurtoirs sont très usés, comme le montre la photo de la figure 4.8.



FIGURE 4.8 – Usure importante d'un heurtoir à l'amont [Vercruysse]

Lors d'une visite durant la réalisation du travail, en avril 2014, des fissures ont été repérées sur le second vantail, comme le montre la figure 4.9.



FIGURE 4.9 – Amorce de fissure sur le vantaïl gauche

#### 4.2.3 Travaux effectués

À l'heure actuelle, des travaux ont été effectués.

- **2011** : Des plats de renforcement ont été boulonnés au droit des fissures. Ces renforcements sont visibles aux figures 4.10 et 4.11.



FIGURE 4.10 – Renforcement de la porte amont en 2011 (vue générale) [Vercruysse]



FIGURE 4.11 – Renforcement de la porte amont en 2011 [Vercruysse]

- **2014** : La porte a été remplacée.

#### 4.2.4 Hypothèses

L'hypothèse soulevée par le *SPW* pour expliquer le vrillage de la porte consiste en ce que le vérin aurait appliqué une force plus importante que prévu, supérieure à la force maximale pour laquelle il est dimensionné. Il faut pour cela que le limiteur de force du vérin n'ait pas fonctionné et que la force résistante aux manœuvres de la porte soit plus grande que celle calculée pour le dimensionnement. La résistance peut avoir été augmentée pour plusieurs raisons :

- Passage d'un corps flottant au moment de l'ouverture ou de la fermeture ;
- Augmentation du frottement au niveau du pivot et/ou du collier ;
- Frottement en base augmenté (suite par exemple à un fort dépôt de sédiments en base de la porte) ;
- Vitesse d'ouverture de la porte excessive entraînant une augmentation de l'effet hydrodynamique et de la surélévation du plan d'eau ;
- Accélération trop importante augmentant les effets d'inertie.

Ensuite, le fait que les heurtoirs ne soient pas alignés peut entraîner une redistribution importante des efforts et ainsi créer des pics de contrainte en certaines zones de la porte. Ainsi, les contraintes supérieures aux contraintes de calcul peuvent expliquer l'apparition des fissures.

#### 4.2.5 Expertise effectuée

Actuellement, un Bureau d'Études a effectué les vérifications ELU et ELS de la porte selon les combinaisons données dans l'Eurocode. Il a pour cela considéré une structure parfaite, c'est-à-dire avec une structure non déformée et des appuis parfaitement alignés.

Toutes ces vérifications ont montré que la porte amont répond aux critères de l'Eurocode.

### 4.3 Conclusions intermédiaires

Nous avons constaté dans ce chapitre que des études approfondies ont été effectuées sur les portes aval et intermédiaire. Un grand nombre d'hypothèses ont été modélisées et plusieurs sous-dimensionnements ont été mis en évidence. L'origine des dommages semble donc avoir été déterminée.

Par contre, au niveau de la porte amont, seule une étude qui a considéré une structure parfaite a été effectuée. La conclusion de celle-ci est que la porte répond aux critères de résistance et de déformation.

Nous allons donc travailler sur la porte amont afin de déterminer l'origine des fissures et du vrillage d'un vantail de la porte.

# Chapitre 5

## Étude de la porte amont

### 5.1 Rappel des dégradations sur la porte amont

Trois types de dégradations ont été notés :

- Vrillage du vantail gauche (figure 4.7) ;
- Fissures au niveau des traverses et des aiguilles (figure 4.11). Toutes les fissures se trouvent sur des cordons de soudure ;
- Usure des heurtoirs.

Il est intéressant de remarquer que le vantail vrillé est le plus endommagé.

### 5.2 Hypothèses

Nous pouvons lister certaines hypothèses pouvant expliquer le vrillage et la fissuration.

Les conclusions de l'étude déjà effectuée affirment qu'il n'y a pas de sous-dimensionnement lorsqu'on considère une structure parfaite. Il semble donc que les problèmes soient apparus suite à des défauts dans la porte ou à des efforts excessifs.

- **Lors des manœuvres de la porte :**

Il existe normalement un dispositif de sécurité qui empêche de dépasser une certaine valeur de pression dans le vérin. Une hypothèse serait que ce dispositif n'ait pas fonctionné ou aurait été dérégulé. L'effort appliqué sur la porte aurait donc été plus grand que celui pour lequel la porte a été dimensionnée. Une augmentation de l'effort dans le vérin doit également s'accompagner d'une augmentation des efforts résistants aux manœuvres de la porte, ce qui peut être dû à plusieurs phénomènes :

- Passage d'un corps flottant au moment de l'ouverture ou de la fermeture ;
- Augmentation du frottement au niveau du pivot et/ou du collier ;
- Frottement en base augmenté (suite par exemple à un fort dépôt de sédiments en base de la porte) ;

- Vitesse d’ouverture de la porte excessive entraînant une augmentation de l’effet hydrodynamique et de la surélévation du plan d’eau ;
- Accélération trop importante augmentant les effets d’inertie.
- **Lorsque la porte est fermée :**  
Les dégradations peuvent alors s’expliquer par une modification du chemin des efforts qui peut être due aux phénomènes suivants :
  - Déformation initiale des portes ;
  - Chemin des efforts modifiés suite à la déformation d’un vantail.
  - Usure excessive des heurtoirs ;

Il faut encore se demander si les fissures sont apparues suite à un chargement excessif unique dans la vie de la structure ou suite à des charges régulièrement appliquées. La présence de fissures situées sur des soudures indique qu’il s’agit d’une ruine par fatigue et donc de la seconde hypothèse.

Il semble évident que l’usure des appuis de heurtoir est due à un mauvais réglage de la porte. Lorsque la porte arrive près de sa position fermée, ces deux éléments rentrent en contact, ce qui explique les stries horizontales.

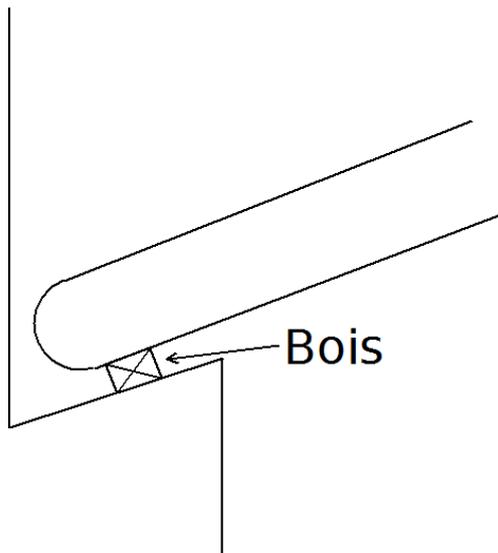
## 5.3 Principes

Dans cette section, nous expliquons les principes généraux de la conception et du fonctionnement des portes busquées.

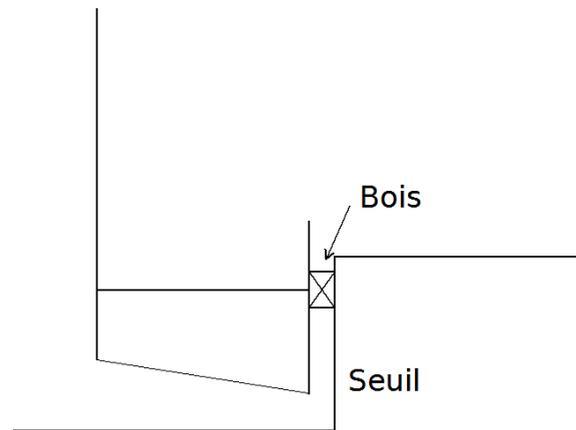
### 5.3.1 Conception

Une porte busquée est composée de deux vantaux qui se mettent en contact lorsque la porte est fermée et qui se placent chacun dans leur chambre lorsqu’elle est ouverte.

L’étanchéité de la porte se fait via un bois situé le long du poteau tourillon et de la traverse inférieure, comme le montrent les figures 5.1a et 5.1b. L’étanchéité entre les deux vantaux se fait à l’aide d’un joint en caoutchouc appelé note de musique.



(a) Bois d'étanchéité le long du poteau tourillon (vue en plan)



(b) Bois d'étanchéité le long du seuil (coupe transversale)

### 5.3.2 Passage des efforts

Le chemin des charges dans une porte busquée est tout à fait différent si celle-ci est ouverte ou fermée. Nous allons décrire ces deux situations.

#### Porte fermée

Lorsqu'elle est fermée, la charge principale à reprendre est la pression hydrostatique qui agit sur le bordé de la porte. Le principe de fonctionnement d'une porte busquée correspond à un arc à trois rotules. On a donc de la compression, aussi appelée **force de buscage**, dans les portes. Ce principe de fonctionnement est représenté à la figure 5.1. Ces efforts de buscage transitent quasi exclusivement par les traverses, le reste passant par le bordé. Les traverses sont en effet bien plus raides axialement que le bordé.

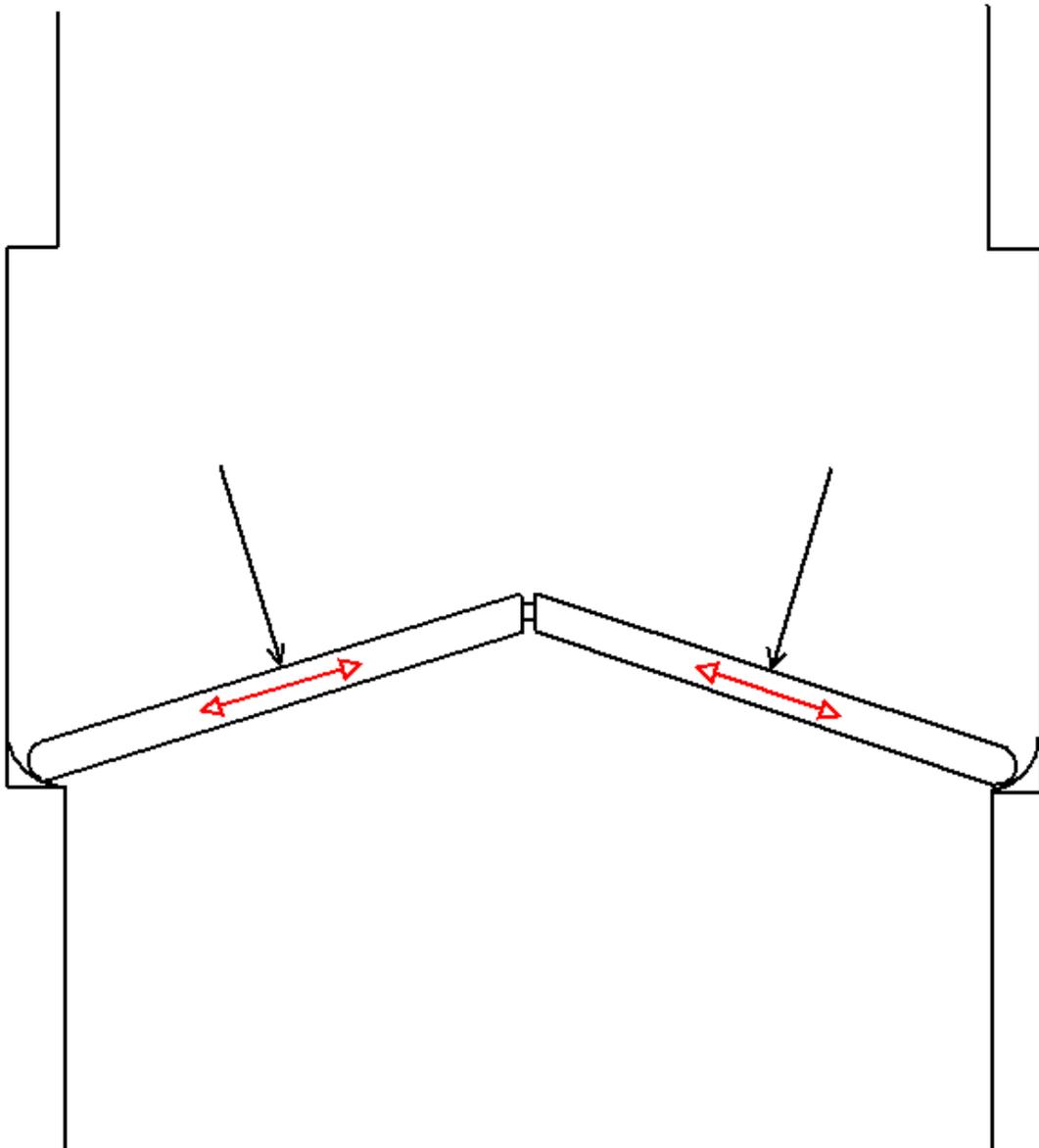


FIGURE 5.1 – Principe de fonctionnement d'une porte busquée en position fermée

Le diagramme de Crémona de la figure 5.2 exprime l'équilibre statique des forces qui agissent sur un vantail de la porte. L'équilibre est assuré si toutes les forces qui agissent sur la structure sont concourantes. Dans le cas d'une porte busquée, les orientations de deux forces sont déjà connues :

- La pression hydrostatique  $p_{hydro}$  : elle est perpendiculaire au bordé ;
- La réaction de buscage sur le poteau busqué  $R_{busc}$  : elle est, par symétrie, perpendiculaire à l'axe de l'écluse.

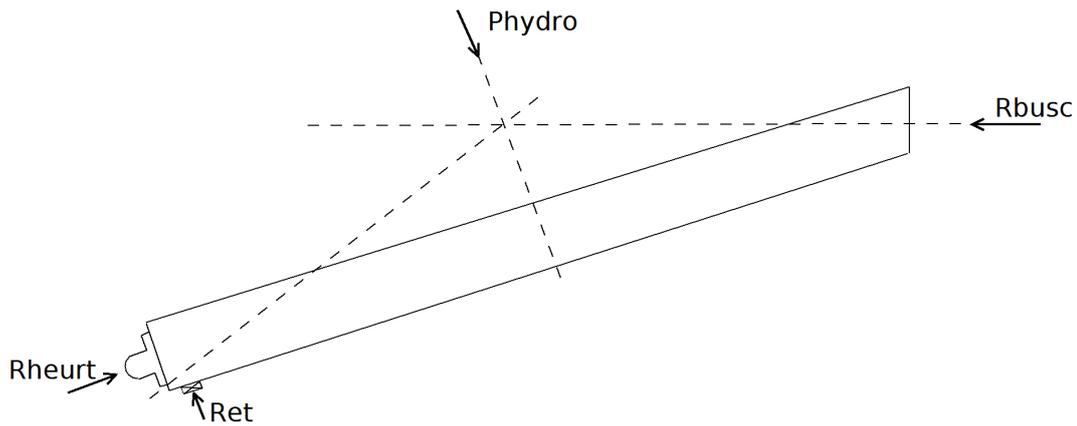


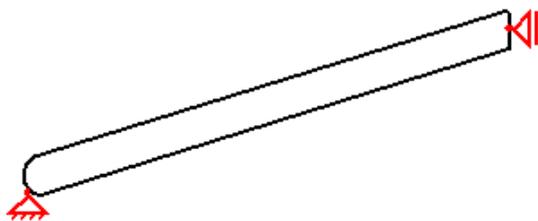
FIGURE 5.2 – Diagramme de Crémone sur un vantail de la porte

La réaction créée par le heurtoir du poteau tourillon  $R_{heurt}$  est orientée selon le plan du vantail et n'est pas concourante avec les deux autres forces. Afin d'assurer l'équilibre, il est donc nécessaire que le bois d'étanchéité reprenne une partie de la charge via la réaction  $R_{et}$ .

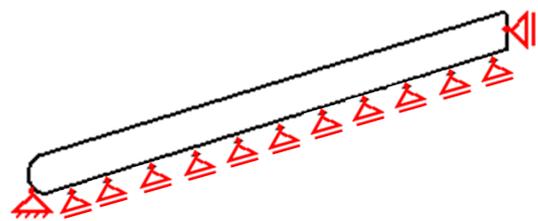
Au droit des heurtoirs du poteau tourillon, les déplacements dans le plan horizontal sont bloqués. Nous faisons également l'hypothèse que, par frottement sur les heurtoirs, les déplacements verticaux sont empêchés.

Au niveau des heurtoirs du poteau busqué, les déplacements selon l'axe de l'écluse sont libres. Par contre, perpendiculairement à cet axe, les déplacements sont bloqués. Le long de la traverse inférieure de la porte, le bois d'étanchéité reprend une partie de la charge.

Les appuis sur les traverses sont schématisés aux figures 5.3a et 5.3b.



(a) Appuis de la porte au droit d'une traverse autre que inférieure



(b) Appuis de la porte au droit de la traverse inférieure

### En position ouverte

Lorsque la porte est ouverte, l'effort de buscage disparaît. Les heurtoirs ne jouent donc plus aucun rôle structurel. Les appuis de la porte sont ici situés au niveau du pivot, du collier et du vérin.

Tous les efforts verticaux (poids propre) sont repris par le pivot. Les forces horizontales sont, elles, reprises par le pivot et le collier. Ces charges sont représentées à la figure 5.3.

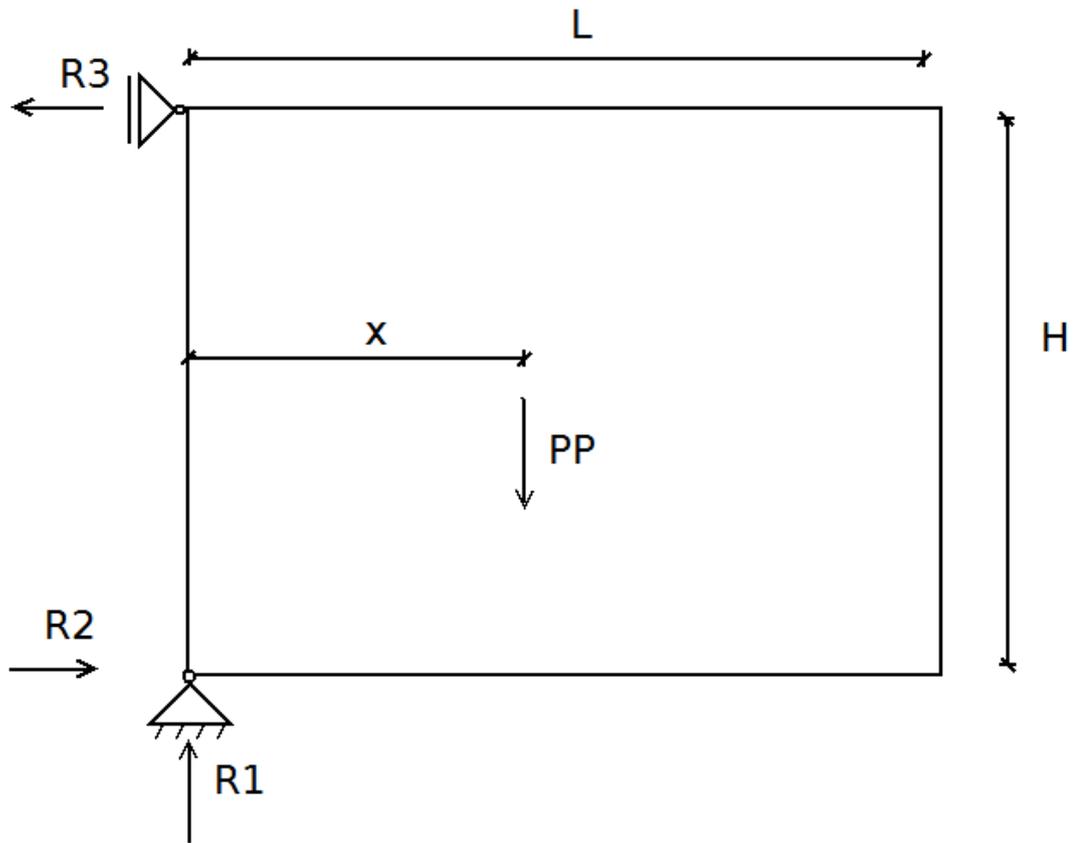


FIGURE 5.3 – Efforts dans le pivot et le collier de la porte en position ouverte

Par équilibre, on trouve

$$R_1 = PP \text{ et } R_2 = R_3 = PP \cdot \frac{x}{H}. \quad (5.1)$$

Finalement, la position du vérin donne l'angle d'ouverture du vantail de la porte. Le mécanisme de manipulation de la porte pour l'écluse de Havré est donné à la figure 5.4. Les traits noirs correspondent à la position fermée de la porte, et les traits rouges à la position ouverte. Le vérin agit sur une bielle qui est liée rigidement à la traverse supérieure de la porte.

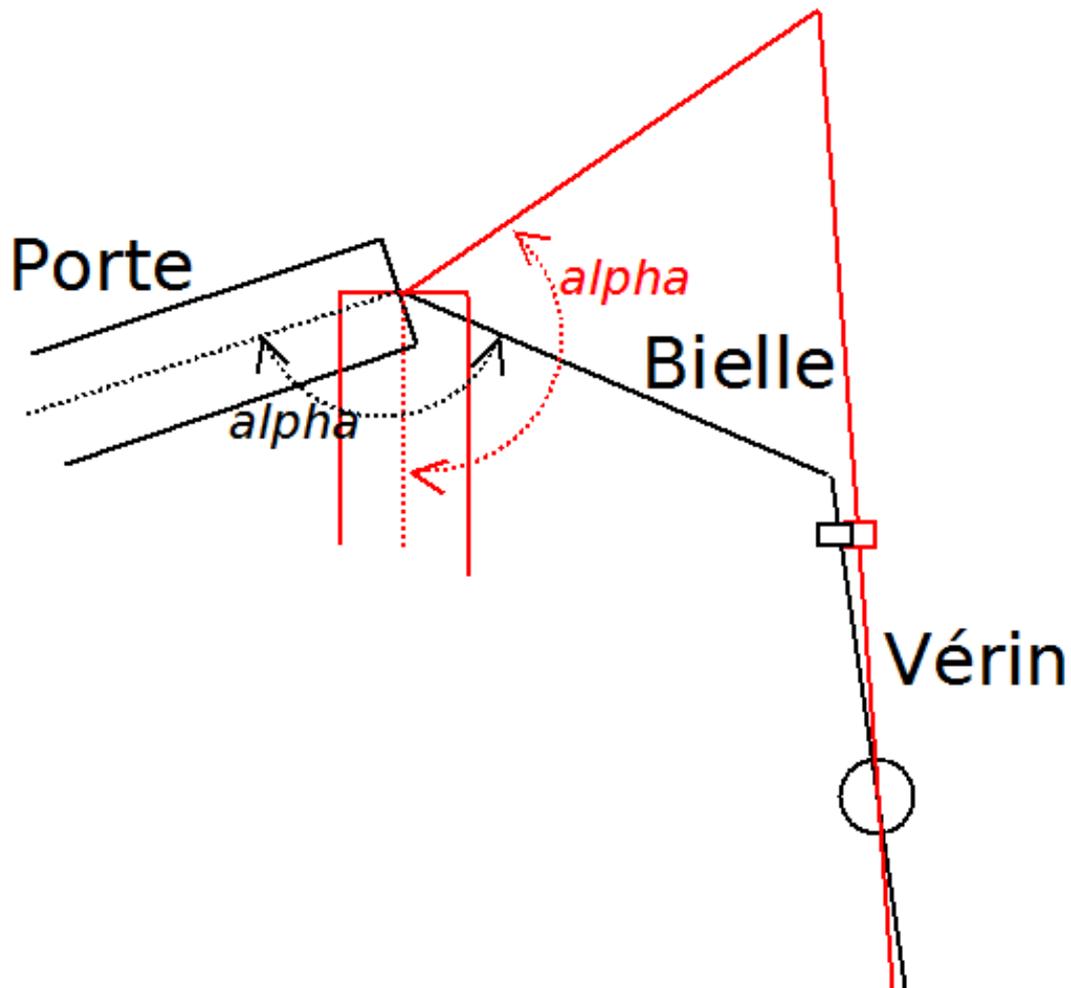


FIGURE 5.4 – Cinématique de manipulation de la porte

## 5.4 Charges

### 5.4.1 Poids propre

Le premier type de charges envisagé est le poids propre de la porte. Nous l'avons séparé en plusieurs composantes qui sont reprises dans la liste ci-dessous. Nous considérons pour l'acier une masse volumique de  $\rho_{acier} = 7850 \text{ kg/m}^3$  et pour le bois  $\rho_{bois} = 800 \text{ kg/m}^3$ . Le détail du calcul des charges est donné en annexe A.

- Le poids propre de la structure métallique (tableau A.1) : 6499,3 kg ;
- La passerelle (tableau A.2) : 1403,0 kg ;
- Les renforts et heurtoirs au poteau tourillon (tableau A.3) : 1674,2 kg ;
- Les renforts et heurtoirs au poteau busqué (tableau A.4) : 229,3 kg ;
- La zone collier (tableau A.5) : 1640,0 kg ;
- Les bois (tableau A.6) : 543,6 kg.

On arrive au final à une masse de 12 tonnes par vantail.

À partir de cette valeur, nous pouvons calculer les réactions d'appui telles que définies à la figure 5.3.

On a directement

$$R_1 = 119,88 \text{ kN.}$$

Ensuite, nous déterminons la position du centre de gravité de la porte. Pour cela, nous désignons par  $L = 7,1 \text{ m}$  la largeur de la porte et nous considérons que :

- Le poids propre de la structure métallique agit à une distance  $L/2$  du poteau tourillon ;
- Le poids de la passerelle agit à une distance  $L/2$  du poteau tourillon ;
- Le poids des renforts et heurtoirs au poteau tourillon agit à une distance 0 du poteau tourillon ;
- Le poids des renforts et heurtoirs au poteau busqué agit à une distance  $L$  du poteau tourillon ;
- Le poids de la zone collier agit à une distance 0 du poteau tourillon ;
- Le poids des bois agit à une distance  $L/2$  du poteau tourillon.

La position du centre de gravité par rapport à l'axe du poteau tourillon se calcule avec la formule

$$x_{CG} = \frac{\sum_i PP_i \cdot x_i}{\sum_i PP_i}$$

et on trouve

$$x_{CG} = 2,67 \text{ m par rapport à l'axe du poteau tourillon.}$$

On applique la formule 5.1 afin de trouver

$$R_2 = R_3 = 119,88 \cdot \frac{2,67}{5,44} = 58,84 \text{ kN.}$$

### 5.4.2 Poussées hydrostatiques

Les niveaux nominaux à l'amont et à l'aval de l'écluse sont respectivement à des cotes de 48 et 38  $m$ .

La cote du point le plus bas de la porte est à 43,3  $m$ . Cela signifie que lorsque l'eau dans le sas se situe au niveau aval, le niveau de l'eau est plus bas que la porte amont.

La discussion ici est donc de déterminer quels sont les niveaux d'eau à l'amont que nous allons considérer.

La cote amont de 48,0  $m$  est une valeur moyenne. Afin de prendre en compte une possible variation de cette cote, nous prendrons comme valeur moyenne 48,3  $m$ . Ainsi, nous prenons en compte des phénomènes tels que :

- Les ondes d'éclusage provenant de l'amont ;
- Des intempéries.

Dans un cas exceptionnel, on peut imaginer une rupture de l'ouvrage situé à l'amont, à savoir les ascenseurs de Strépy-Thieu. Cela aurait pour conséquence la création d'une lame d'eau qui pourrait submerger la porte.

La pression hydrostatique agit sur le bordé mais également sur le poteau tourillon et la traverse inférieure, comme le montrent les figures 5.5a et 5.5b.

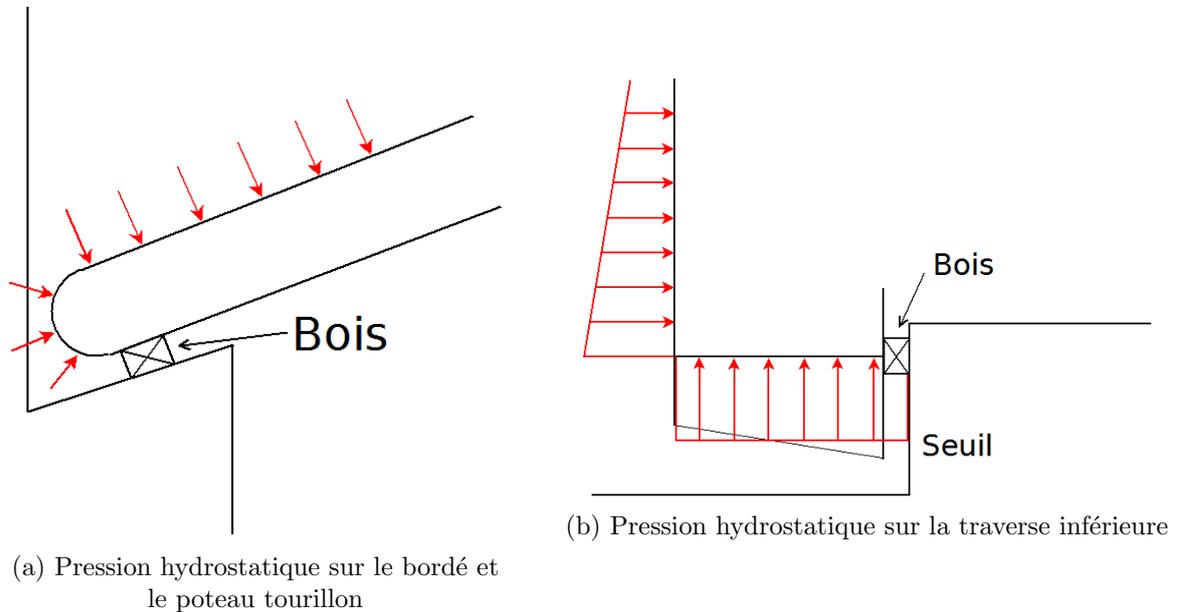


FIGURE 5.5 – Application de la pression hydrostatique

### 5.4.3 Manœuvres de la porte

Plusieurs efforts doivent être pris en considération lors des manœuvres de la porte. Ils sont repris ci-dessous.

Les formules utilisées ici se trouvent dans les notes de N. M. DEHOUSSE [Dehousse, 1985].

#### Couple résistant au collier

On a

$$M_c = f_c \cdot R_3 \cdot r_c$$

où

- $f_c$  est le coefficient de frottement au collier ;
- $R_3$  a été défini à la figure 5.3 ;
- $r_c = \frac{0,193}{2} m$  est le rayon du collier.

La force horizontale  $R_3$  vaut  $R_3 = 58,84 kN$ .

D'après les matériaux utilisés au niveau du collier, à savoir du bronze d'aluminium avec graissage intermittent, on peut considérer  $f_c = 0,15$ .

Cela nous donne

$$M_c = 0,15 \cdot 58,84 \cdot \frac{0,193}{2} = 0,85 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

### Couple résistant au pivot

On a ici

$$M_p = f_c \cdot R \cdot \frac{d}{6}$$

avec

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2} = \sqrt{119,88^2 + 58,84^2} = 133,55 \text{ kN}$$

où

- $f_c$  est le coefficient de frottement au pivot ;
- $R_2$  et  $R_3$  définis à la figure 5.3 ;
- $d = 1,5 \text{ m}$  est le diamètre du pivot.

Puisque nous sommes sous eau, il n'y a plus de graissage. Nous considérons donc ici un coefficient de frottement de 0,20.

Ainsi, on calcule

$$M_p = 0,2 \cdot 133,55 \cdot \frac{1,5}{6} = 6,68 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

### Couple dû aux forces hydrodynamiques

La valeur de la pression hydrodynamique est donnée par l'expression

$$p = k \cdot \gamma_w \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

où

- $k$  est un coefficient de forme de la porte ;
- $\gamma_w$  est la masse volumique de l'eau ;
- $v$  est la vitesse de la porte dans l'eau ;
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  est l'accélération de la gravité.

On donne ici au coefficient de forme  $k$  une valeur de 1,1.

En intégrant sur tout le vantail de la porte et en notant  $\bar{v} = \omega \cdot \frac{L}{2}$  comme la vitesse du centre de la porte et où

- $L = 7,2 \text{ m}$  est la largeur d'un vantail ;
- $\omega$  est la vitesse angulaire de la porte,

on calcule que la force totale appliquée vaut

$$F_{hydro} = \frac{2}{3} \cdot \gamma_w \cdot \frac{k}{g} \cdot \bar{v}^2 \cdot L \cdot H$$

et que le moment appliqué vaut

$$M_{hydro} = F \cdot \frac{3 \cdot L}{4}.$$

Avec la loi de manœuvre du vérin qui est connue et qui vaut  $\omega = 2,53 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ , on trouve  $\bar{v} = 91 \text{ mm/s}$ .

Ainsi, on calcule

$$F_{hydro} = 0,22 \text{ kN} \text{ et } M_{hydro} = 1,20 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

### Moment dû à la surélévation du niveau d'eau

Lors des manœuvres de la porte, on observe une variation du niveau d'eau, comme cela est indiqué sur la figure 5.6. En canal, la littérature (N. M. DEHOUSSE [Dehousse, 1985]; E. F. CAMPUS [Lejeune, 1973]; F. J. DE RIES [Lejeune, 1973]) nous indique qu'on peut prendre une valeur de surélévation de  $\eta = 0,1 \text{ m}$ .

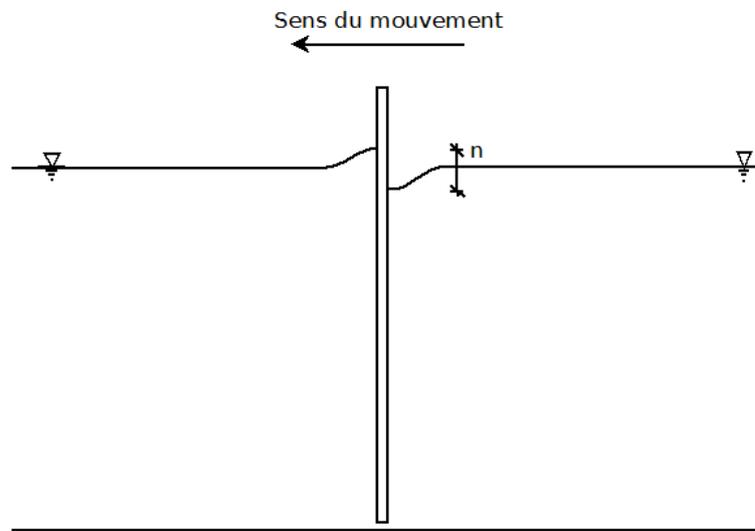


FIGURE 5.6 – Surélévation du niveau de l'eau lors des manœuvres de porte

On calcule

$$F_w = \gamma_x \cdot \eta \cdot L \cdot H = 35,98 \text{ kN}$$

et

$$M_w = F_w \cdot \frac{L}{2} = 129,49 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

### Moment dû aux effets d'inertie

Des forces d'inertie sont mises en jeu lors de la mise en mouvement des portes. On a

$$M_i = I \cdot \frac{d\omega}{dt}$$

où

- $I$  est le moment d'inertie en rotation ;
- $\omega$  est la vitesse angulaire de la porte ;
- $\frac{d}{dt}$  est le signe d'une dérivation temporelle.

Si on suppose que le centre de gravité de la porte se situe en son centre géométrique, on a

$$I = F_V \cdot \frac{L^2}{3 \cdot g}.$$

Cette hypothèse est défavorable car, dans la réalité, le poteau tourillon est plus lourd que le poteau busqué, ce qui signifie que le centre de gravité est en réalité plus proche de l'axe de rotation.

Avec la loi de manœuvre du vérin, on a

$$M_i = 117,69 \cdot \frac{7,2^2}{3 \cdot 9,81} \cdot \frac{2,53 \cdot 10^{-2}}{5} = 1,05 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

## Résumé

Moment	Valeur [ $kN \cdot m$ ]	% du total
$M_c$	0,85	0,6
$M_p$	6,57	4,8
$M_{hydro}$	1,20	0,9
$M_w$	129,49	93,0
$M_i$	1,05	0,7
Total	139,16	100

TABLEAU 5.1 – Résumé des efforts lors des manœuvres de la porte

D'après ce tableau, on constate que l'effort dont la contribution au moment est de loin la plus grande est celui dû à la surélévation du niveau d'eau. Une erreur sur les coefficients de frottement ou sur les lois de manœuvre des vérins aura donc une faible incidence sur les résultats.

## 5.5 Modélisation

### 5.5.1 Objectifs

Nous allons dans cette étude réaliser deux modèles éléments finis de la porte à l'aide du logiciel *Ansys*. Le premier sera réalisé à l'aide d'éléments poutre et le second d'éléments plaque.

Le premier modèle est relativement simple et a pour objet de déterminer rapidement les efforts qui transitent dans un vantail de la porte sous plusieurs cas de charge. Ainsi, nous obtiendrons des ordres de grandeur des efforts internes qui pourront être corrélés avec certaines dégradations apparues sur la porte. Ce modèle permettra d'éliminer les cas de charges qui ne semblent pas être dimensionnant pour la structure.

Les résultats obtenus par cette première approche seront ensuite détaillés à l'aide du modèle plaque. Ce modèle est plus complet et permet de modéliser beaucoup plus fidèlement la structure

réelle. De part sa complexité, il demande un temps de calcul plus élevé que le modèle simplifié pour obtenir des résultats.

Pour les cas de charges retenus, nous comparerons les résultats obtenus par les deux méthodes et nous évaluerons la précision du modèle simplifié.

Dans la suite de cette section, nous décrivons la construction des deux modèles envisagés.

## 5.5.2 Modèle poutre

### 5.5.2.1 Éléments constitutifs

Le vantail de la porte est modélisé avec des éléments plaque pour le bordé et des éléments poutre pour les traverses, les aiguilles et les raidisseurs, comme le montrent les figures 5.7 et 5.8.

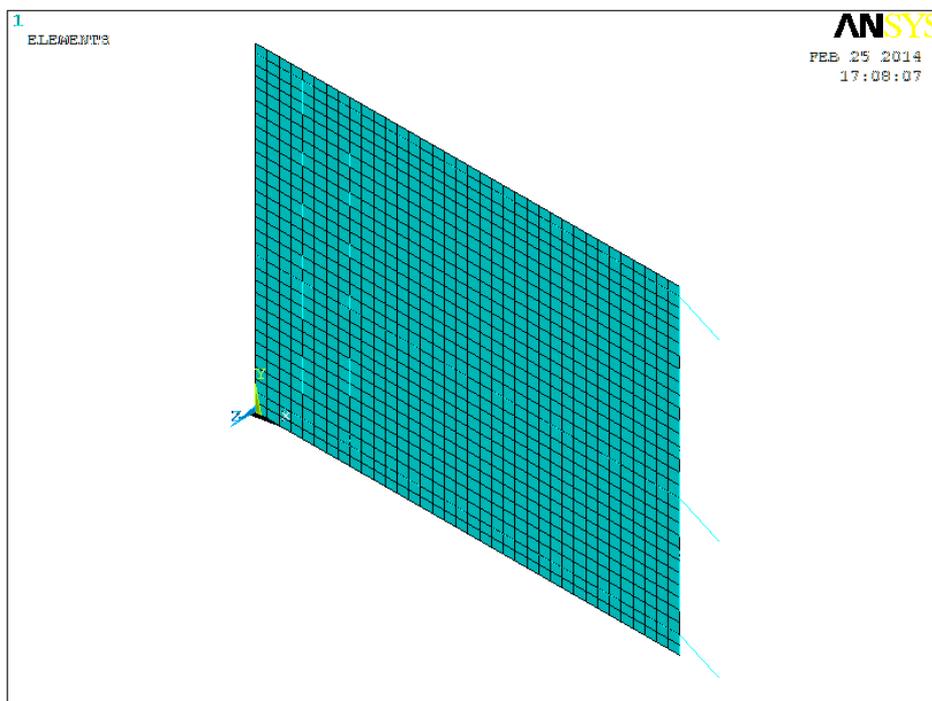


FIGURE 5.7 – Maillage en éléments plaque du bordé

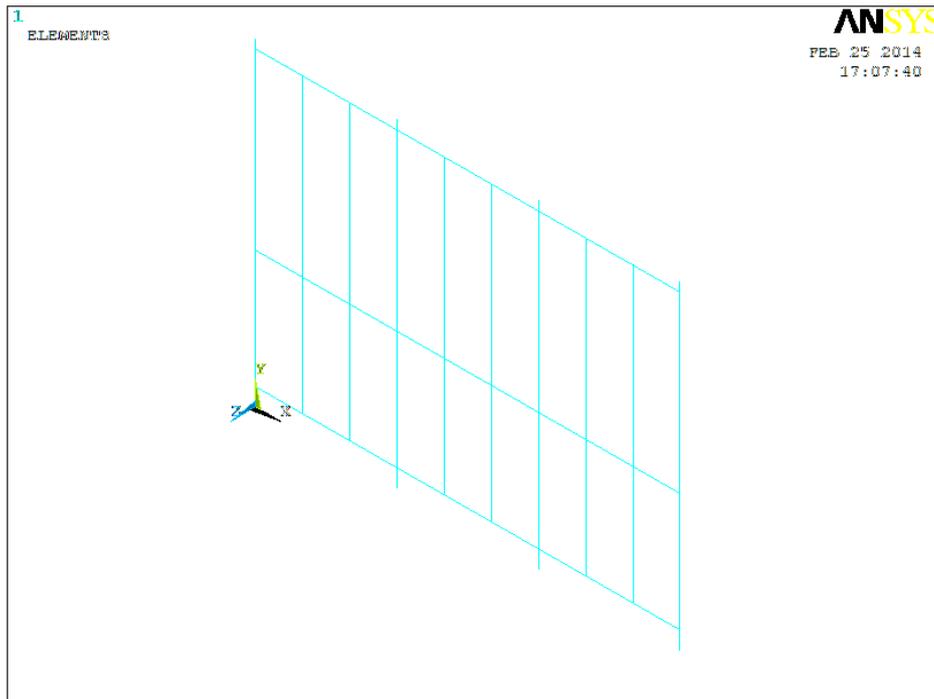


FIGURE 5.8 – Maillage en éléments poutre des traverses, aiguilles et raidisseurs

On donne au bordé son épaisseur de 10 *mm*.

Pour les éléments poutre, il faut tout d'abord calculer les propriétés mécaniques des sections. Pour cela, nous avons tout d'abord évalué la largeur collaborante du bordé à la reprise des efforts en se basant sur le tableau de la figure 5.9.

Sur ce diagramme, on a

- $2l$  la portée de la poutre considérée ;
- $2b$  l'entredistance entre deux poutres ;
- $2b'$  la largeur collaborante.

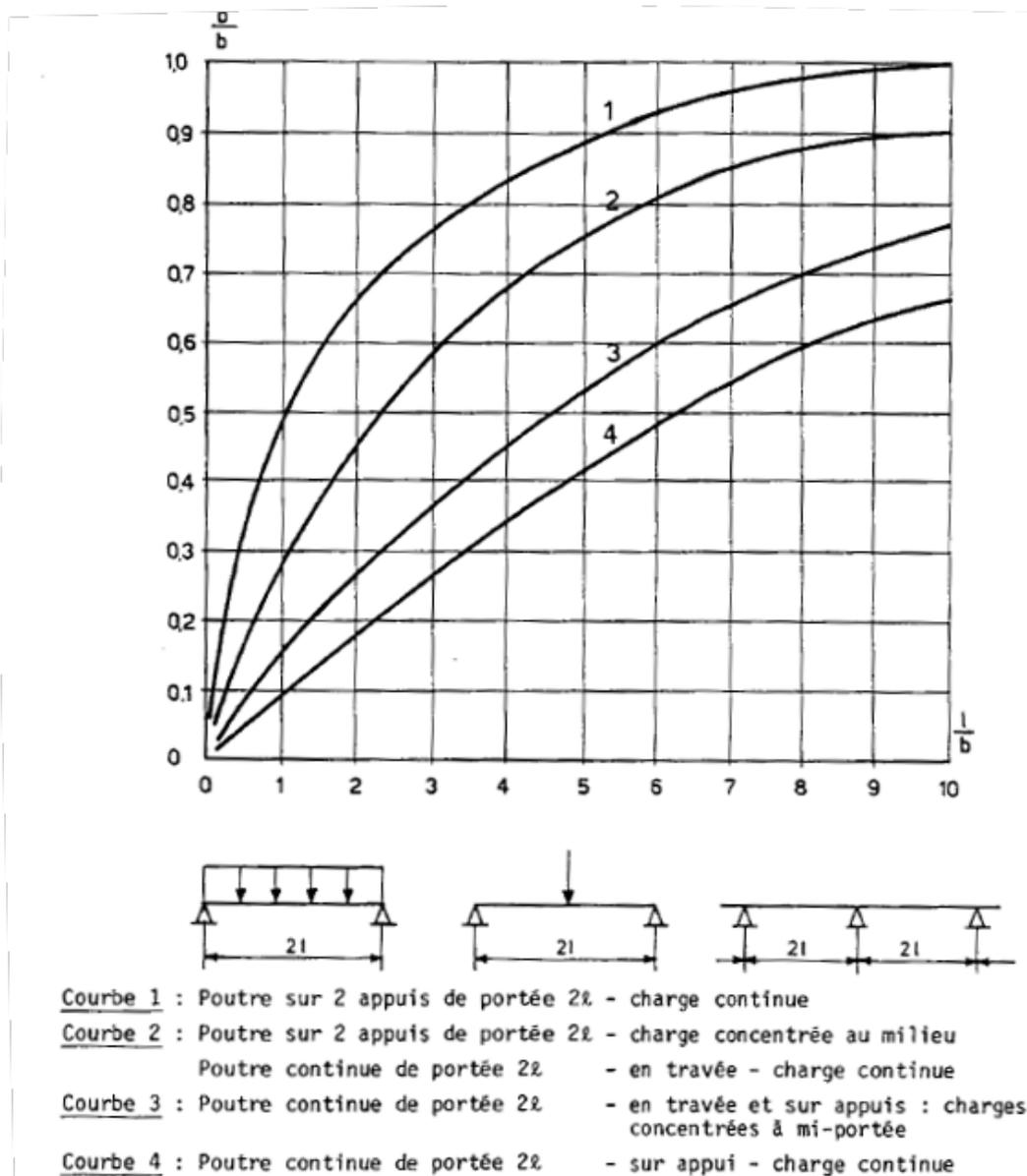


FIGURE 5.9 – Calcul de la largeur collaborante [Dehousse, 1985]

Cette notion de la largeur collaborante est utilisée pour modéliser le phénomène de trainage de cisaillement. Lorsqu'une poutre en double T est fléchi, la contrainte dans les semelles n'est pas uniforme sur leur largeur : elle est maximale au droit de l'âme et diminue en s'éloignant, comme indiqué sur la figure 5.10. Pour le dimensionnement, le diagramme de contrainte réel est remplacé par un diagramme rectangulaire équivalent, dessiné en pointillé sur cette même figure 5.10, dont la largeur correspond à la largeur collaborante.

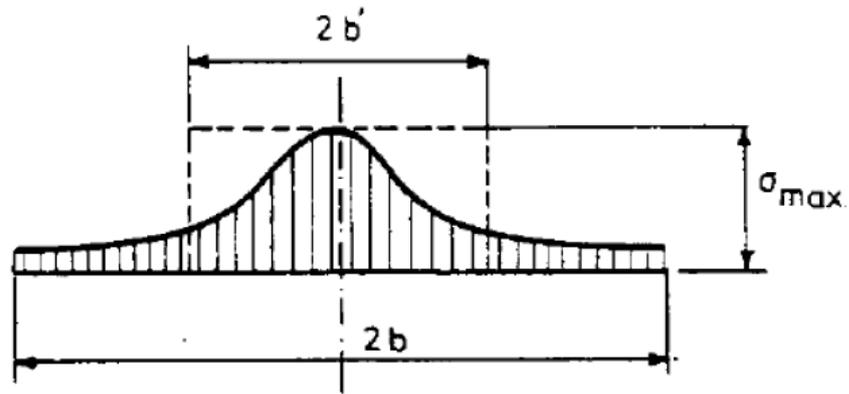


FIGURE 5.10 – Notion de trainage de cisaillement et de largeur collaborante [Dehousse, 1985]

Il faut ensuite modéliser les sections dans le logiciel d'analyse *Ansys*. Il faut faire attention aux interactions entre les éléments plaque et les éléments poutre. Une lecture du manuel du logiciel nous indique que la ligne qui définit les éléments poutre correspond à la position du centre de gravité de la section.

La figure 5.11 montre à gauche une représentation réelle de la section, et la figure de droite montre la manière dont elle est interprétée par le logiciel. On retrouve dans cette figure le bordé en gris.

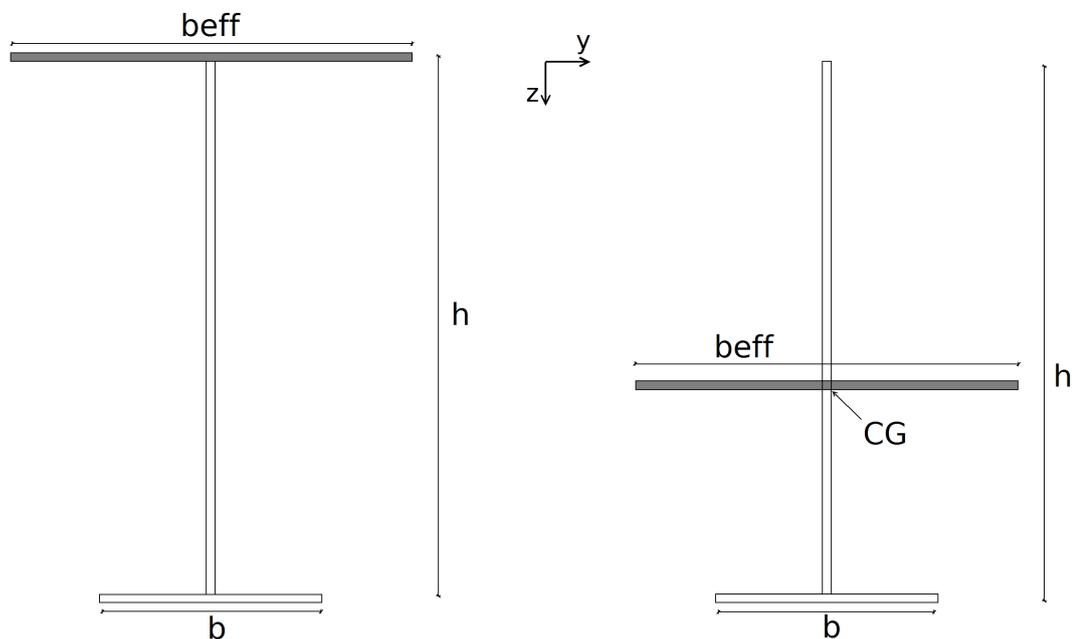


FIGURE 5.11 – Section réelle et représentation par des éléments poutre dans le logiciel

- **Inertie yy :**

On donne ici l'inertie de la section réelle. En effet, si on ne donnait que la contribution de la section en T (en blanc), l'apport de la largeur collaborante du bordé n'interviendrait pas puisque son inertie propre est faible et son terme de transport est nul.

- **Inertie zz :**

Ici, on ne donne que l'inertie de la section en T. Pour la largeur collaborante, l'inertie propre est importante et le terme de transport nul. Cette contribution est prise en compte par le logiciel.

- **Section droite :**

Le logiciel va prendre en compte la contribution du bordé dans la section droite des éléments. On encode donc uniquement l'aire de la section blanche sur la figure 5.11

Il faut également calculer l'inertie en torsion des sections. Nous allons utiliser la théorie développée dans [Massonet et Cescotto, 1994]. Nous y trouvons que la raideur torsionnelle d'une section ouverte composée de parois minces de hauteur  $h$  et d'épaisseur  $b$  est égale à

$$C = k \cdot \frac{G}{3} \cdot \sum_i h_i \cdot b_i^3$$

où

- $k$  est un coefficient qui prend en compte la forme de la section ;
- $G$  est le module de cisaillement du matériau ;
- $h_i$  est la hauteur de la paroi considérée ;
- $b_i$  est l'épaisseur de la paroi considérée.

L'auteur *Föppl* recommande de prendre  $k = 1,0$  pour des cornières,  $k = 1,1$  pour des sections en  $T$  ou en  $U$  et  $k = 1,25$  pour des sections en double  $T$ .

Il faut noter que cette théorie n'est valable qu'en torsion uniforme, c'est-à-dire que le moment de torsion est uniforme le long de toute la barre et que toute section de la barre est libre de gauchir.

La seconde condition est vérifiée puisqu'aucun raidisseur n'empêche le gauchissement des sections. Par contre, rien ne peut montrer que le moment de torsion soit constant sur toute la longueur des éléments.

Le détail des calculs des propriétés mécaniques est donné en annexe B.

On donne comme propriétés à l'acier

- Module de Young  $E = 210000 \text{ MPa}$  ;
- Coefficient de Poisson  $\nu = 0,3$ .

Le maillage est réalisé avec des éléments dont la taille est de l'ordre de  $0,2 \text{ m}$ .

### 5.5.2.2 Appuis

#### En position fermée

Les appuis de la porte en position sont représentés aux figures 5.12 et 5.13. Notons que la porte est représentée ici par sa géométrie et non par son maillage.

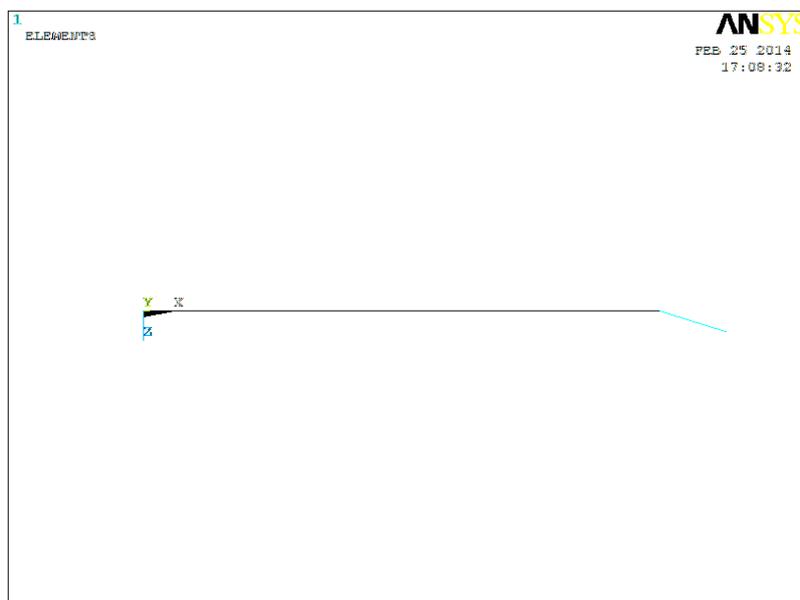


FIGURE 5.12 – Bielles ajoutées au modèle

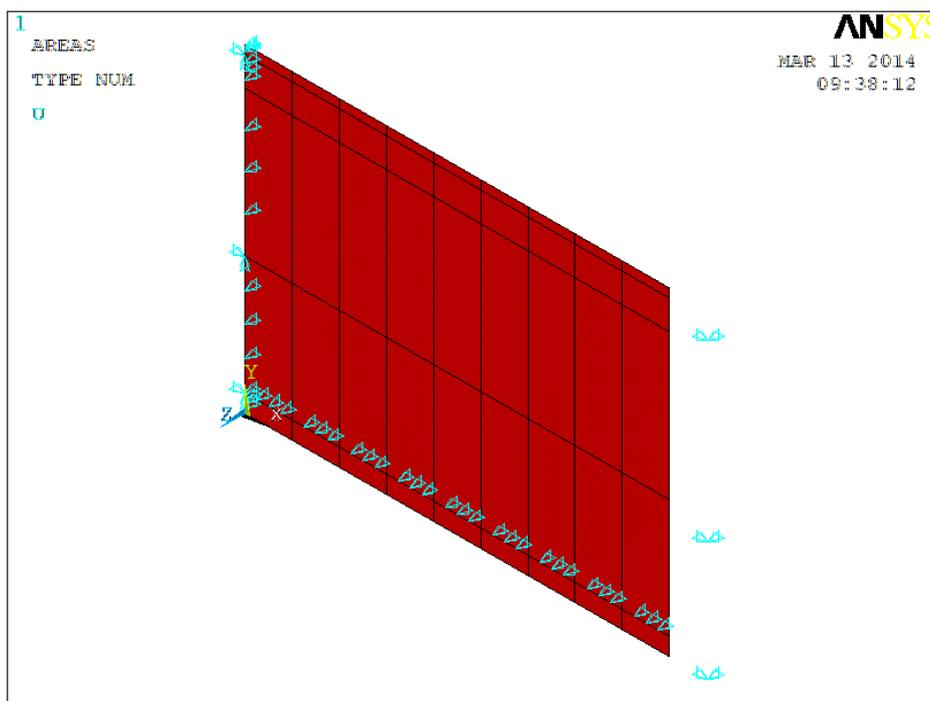


FIGURE 5.13 – Déplacements bloqués lorsque la porte est fermée

Afin de modéliser le fait que, au droit du poteau busqué, le déplacement selon l'axe de l'écluse est autorisé et le déplacement qui lui est perpendiculaire bloqué (voir figure 5.3a), nous avons ajouté des bielles perpendiculaires à l'axe de l'écluse (voir figure 5.12). Les déplacements aux extrémités de ces bielles sont bloqués dans le plan horizontal.

Ces bielles représentent l'appui d'un vantail de la porte sur l'autre. Nous allons donc donner aux bielles la raideur axiale des traverses de la porte. Ces traverses ont une section de

$$A_t = (1336 + 600 + 300) \cdot 10 = 22360 \text{ mm}^2 = 0,022 \text{ m}^2.$$

La porte a une longueur de  $7,2 \text{ m}$  et chaque vantail présente un angle de  $72,5^\circ$  par rapport à l'axe de l'écluse. Par ailleurs, nous donnons à la bielle une longueur de  $1 \text{ m}$ .

Ainsi, la section à donner à la bielle se calcule

$$\begin{aligned} \left(\frac{A}{L}\right)_{\text{porte}} \cdot \sin 72,5 &= \left(\frac{A}{L}\right)_{\text{bielle}} \\ \left(\frac{0,022}{7,2}\right) \cdot \sin 72,5 &= \left(\frac{A}{1}\right) \end{aligned}$$

d'où on trouve que la section de la bielle doit être de  $2,96 \cdot 10^{-3}$ .

Au niveau des heurtoirs du poteau tourillon, les déplacements dans le plan horizontal sont bloqués. De plus, on suppose que le frottement entre ces heurtoirs et leurs appuis bloque tout déplacement vertical.

Finalement, les déplacements perpendiculaires au plan de la porte sont bloqués le long de la traverse inférieure et du poteau tourillon. Physiquement, cela correspond au contact entre les bois d'étanchéité et le seuil.

Les triangles bleus représentent les déplacements bloqués.

### En position ouverte

La manipulation de la porte sera modélisée en considérant que le vérin agit comme une butée et en lui appliquant les efforts calculés à la section 5.4.3.

Ainsi, au droit du collier, on bloque les déplacements dans le plan horizontal et la rotation autour de l'axe vertical. Au niveau du pivot, on bloque les déplacements selon les trois axes. Ces appuis sont représentés à la figure 5.14, avec en bleu les déplacements bloqués en orange la rotation bloquée.

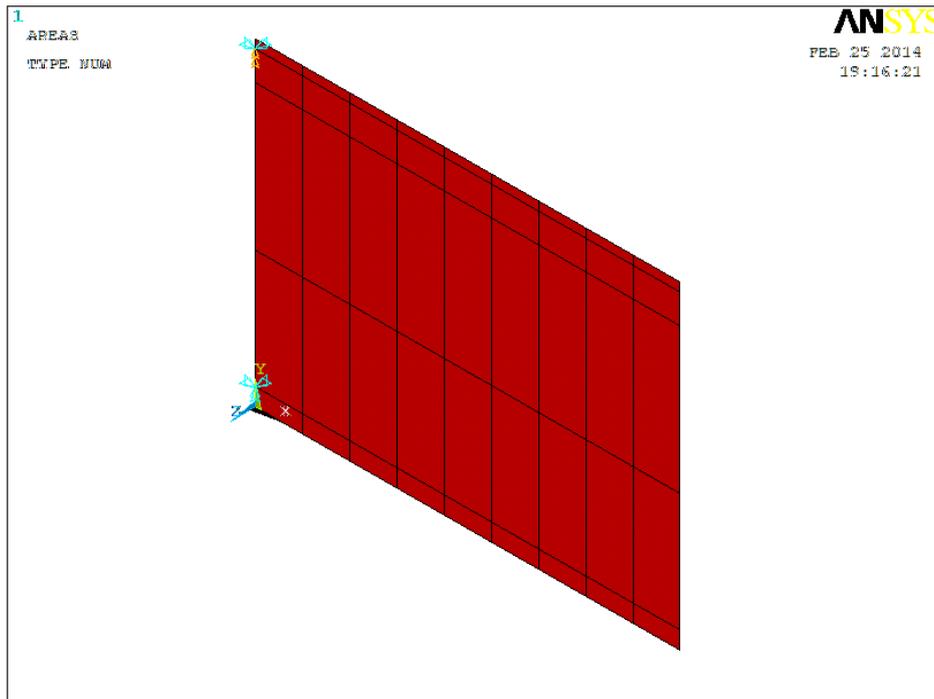


FIGURE 5.14 – Déplacements bloqués lors des manœuvres de la porte

Les bielles ajoutées au modèle de la porte fermée n'ont ici plus de raison d'être car il n'y a aucun effort de buscage à modéliser.

### 5.5.3 Modèle plaque

#### 5.5.3.1 Éléments constitutifs

Tout d'abord, nous avons modélisé la géométrie de la porte, tels que représenté à la figure 5.15. La figure 5.16 montre un détail de l'intersection entre une aiguille et une traverse où un congé de raccordement est effectué.

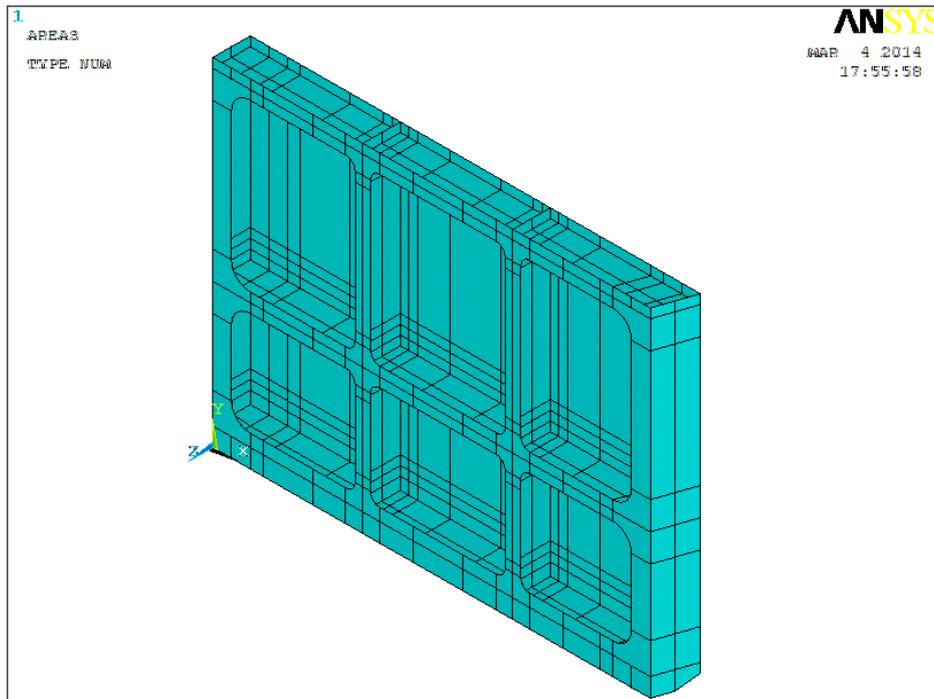


FIGURE 5.15 – Vue générale de la géométrie de la porte

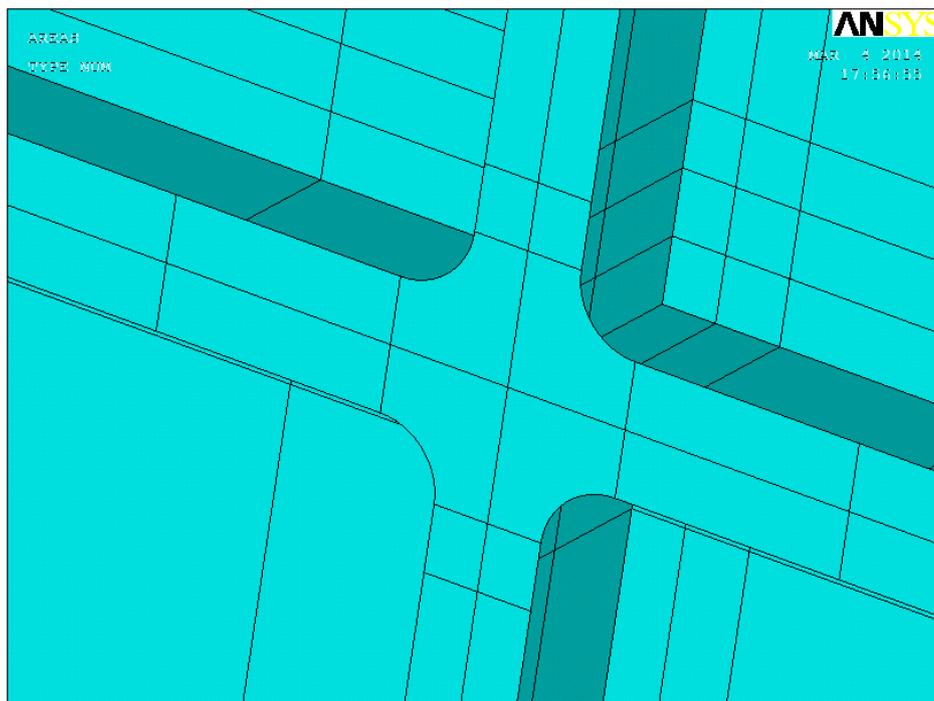


FIGURE 5.16 – Détail de la géométrie de la porte à l'intersection d'une aiguille et d'une traverse

Comme le montre l'extrait de plan de la figure 5.17, le pivot est excentré de  $25\text{ mm}$  par rapport à la mi-épaisseur de la porte. Nous constatons sur la figure 5.18 que la ligne qui définit le milieu de l'âme du poteau tourillon est décalée au niveau du pivot pour tenir compte de cet excentricité.

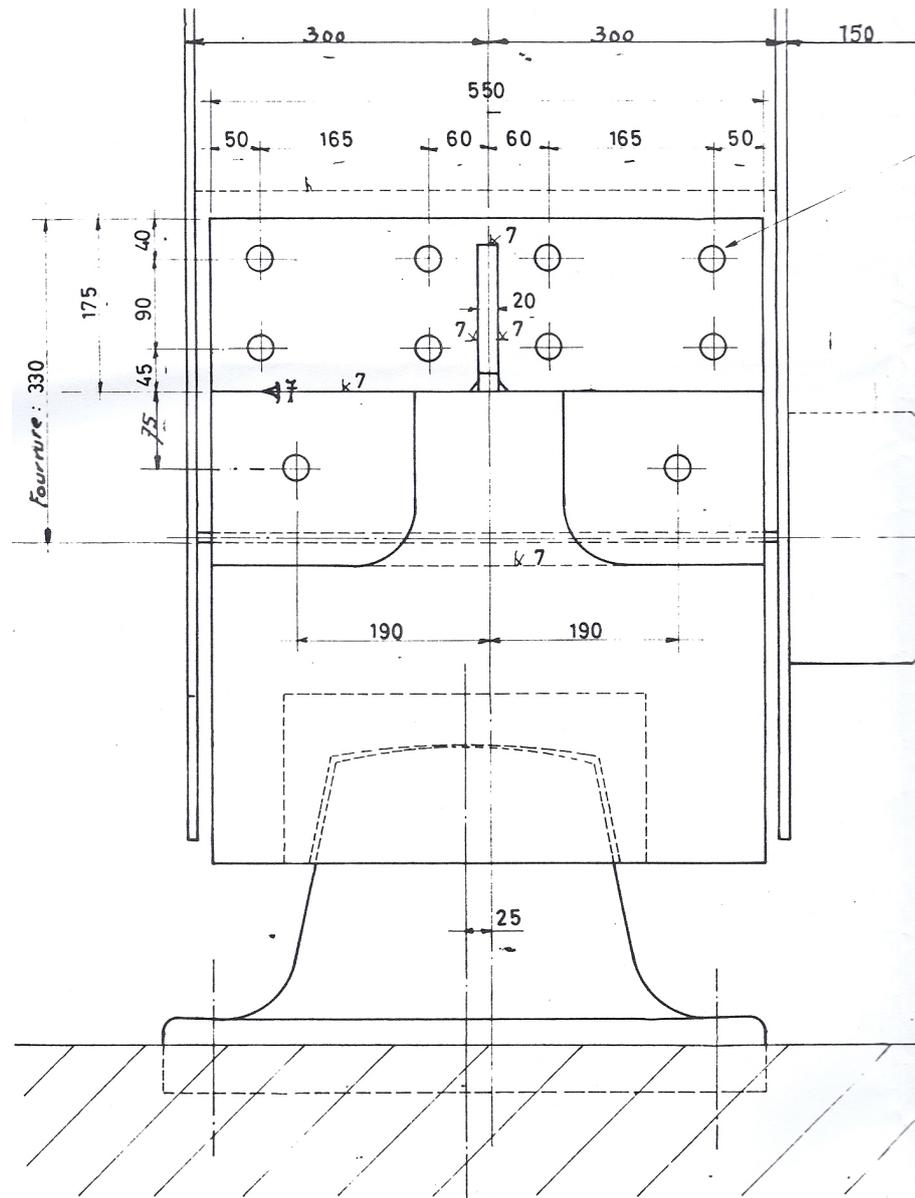


FIGURE 5.17 – Extrait d'un plan de la porte amont au niveau du pivot [Brugeoise et Nivelles, 1971]

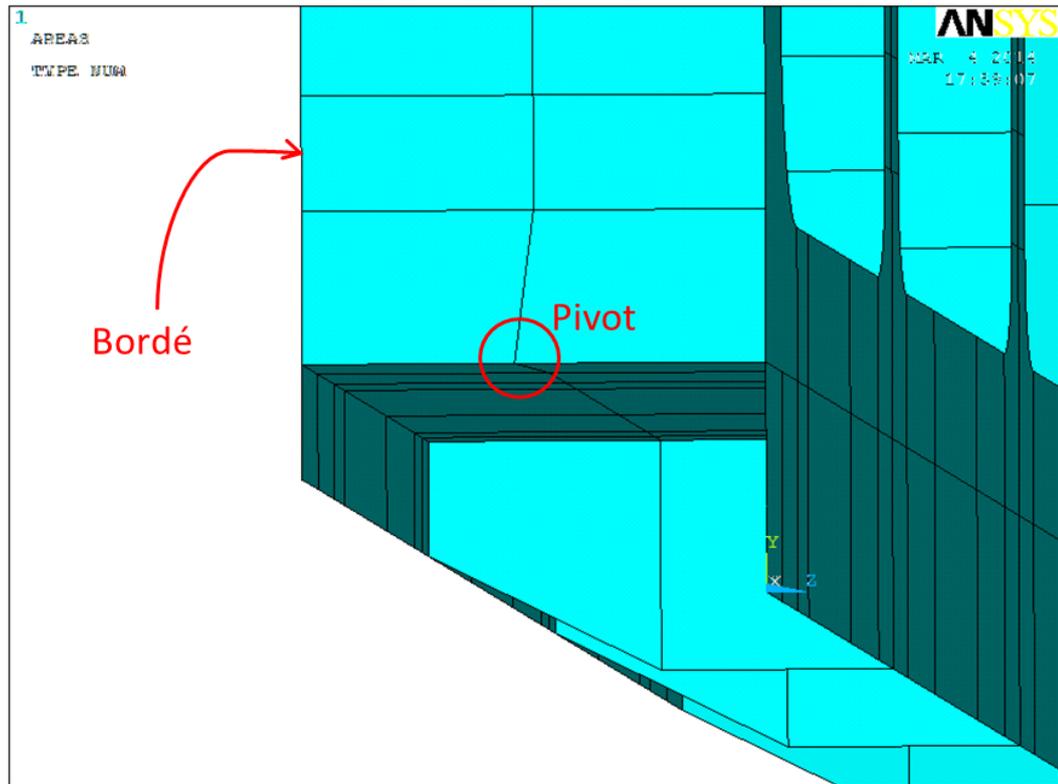


FIGURE 5.18 – Détail de la géométrie de la porte au niveau du pivot

Le maillage est réalisé avec des éléments plaque pour toute la structure sauf pour les raidisseurs qui sont modélisés par des éléments poutre. En effet, ils n'ont pas présenté de dommages et il n'est donc pas nécessaire d'avoir un haut niveau de détail pour ces éléments. Leurs propriétés mécaniques sont celles calculées à l'annexe B.

La taille des éléments est comprise entre 0,1 et 0,03 m, en fonction de la régularité géométrique et de chargement de la zone considérée. Ainsi, les zones d'appuis et les intersections d'éléments sont maillées plus finement que le reste de la structure.

Une vue générale du maillage et un zoom sur une intersection d'aiguille et de traverse sont donnés respectivement aux figures 5.19 et 5.20. La figure 5.21 donne, elle, le maillage des raidisseurs modélisés par des éléments poutre.

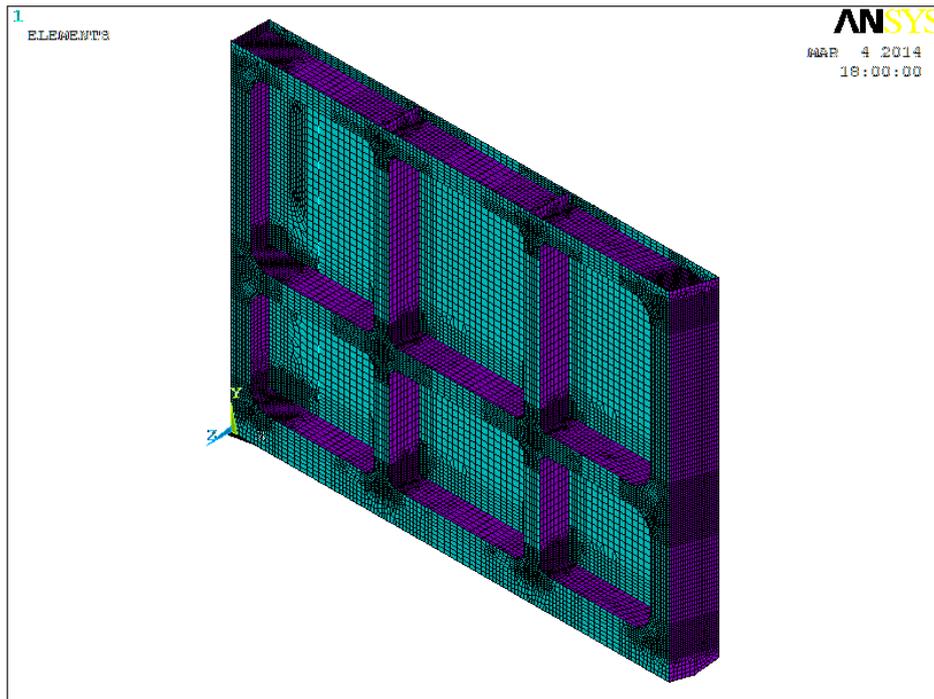


FIGURE 5.19 – Vue générale du maillage de la porte

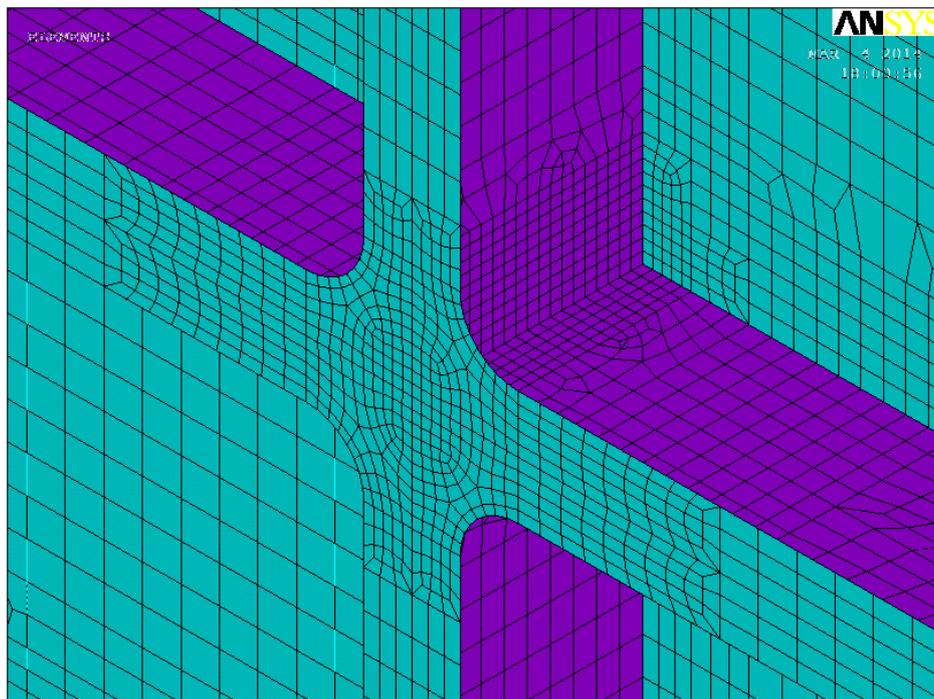


FIGURE 5.20 – Détail du maillage de la porte à l'intersection d'une aiguille et d'une traverse

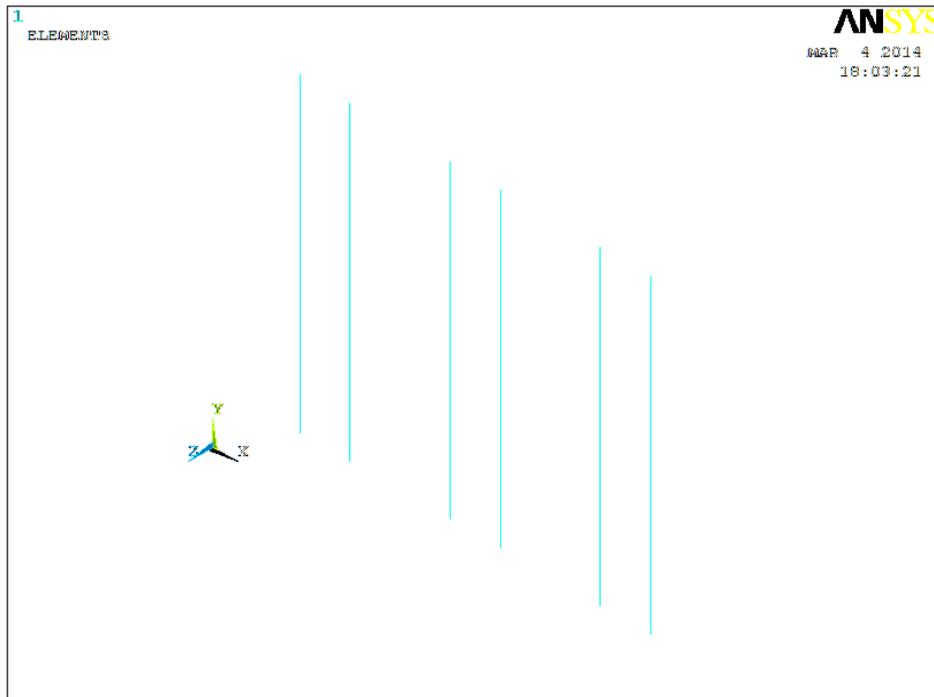


FIGURE 5.21 – Maillage en éléments poutre des raidisseurs

### 5.5.3.2 Appuis

Le raisonnement appliqué pour placer les appuis est identique à celui du modèle simple.

Notons que les appuis sont modélisés comme des appuis ponctuels alors qu'en réalité, les heurtoirs ont une surface de contact non nulle. On s'attend donc à observer des pics de contrainte au droit des appuis. La modélisation de la porte à ces endroits ne permettra pas de tirer des conclusions définitives quant au dimensionnement des zones d'appui.

Ce modèle permettra toutefois de déterminer les réactions d'appui, réactions qui pourront ensuite être appliquées sur un modèle plus détaillé de la zone d'appui afin de valider les dimensions des renforcements locaux.

### Porte fermée

Les appuis appliqués au modèle complet lorsque la porte est fermée sont représentés aux figures 5.22 et 5.23, respectivement vue générale de la porte et zoom au droit de la traverse intermédiaire. Tout comme pour le modèle simplifié, les appuis au droit des heurtoirs du poteau busqué sont modélisés à l'aide de bielles dont les déplacements dans le plan horizontal à leur extrémité sont bloqués.

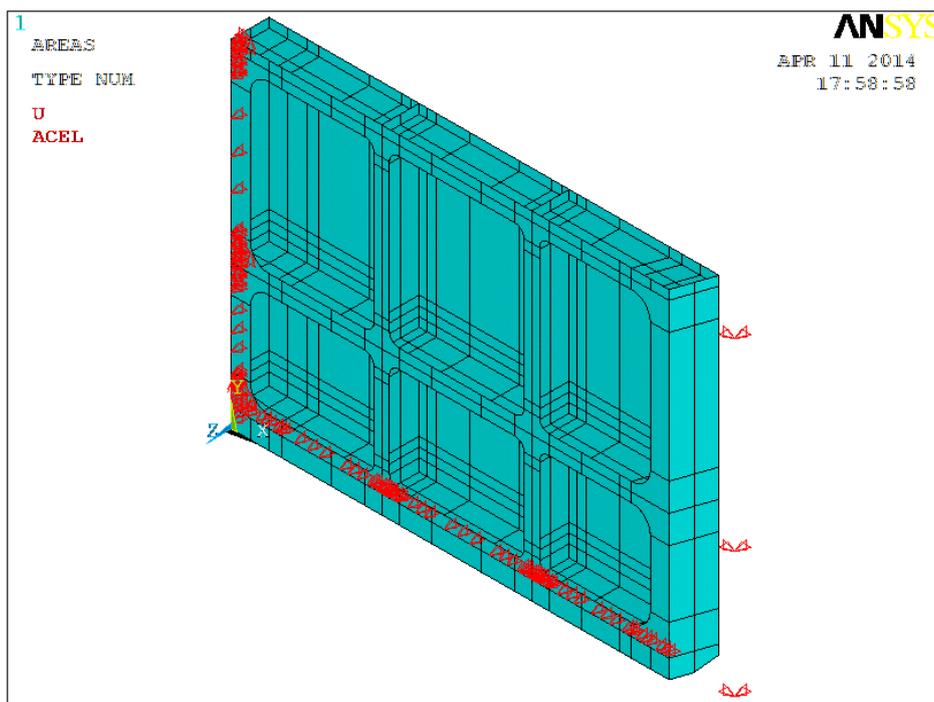


FIGURE 5.22 – Vue générale des appuis sur le modèle lorsque la porte est fermée

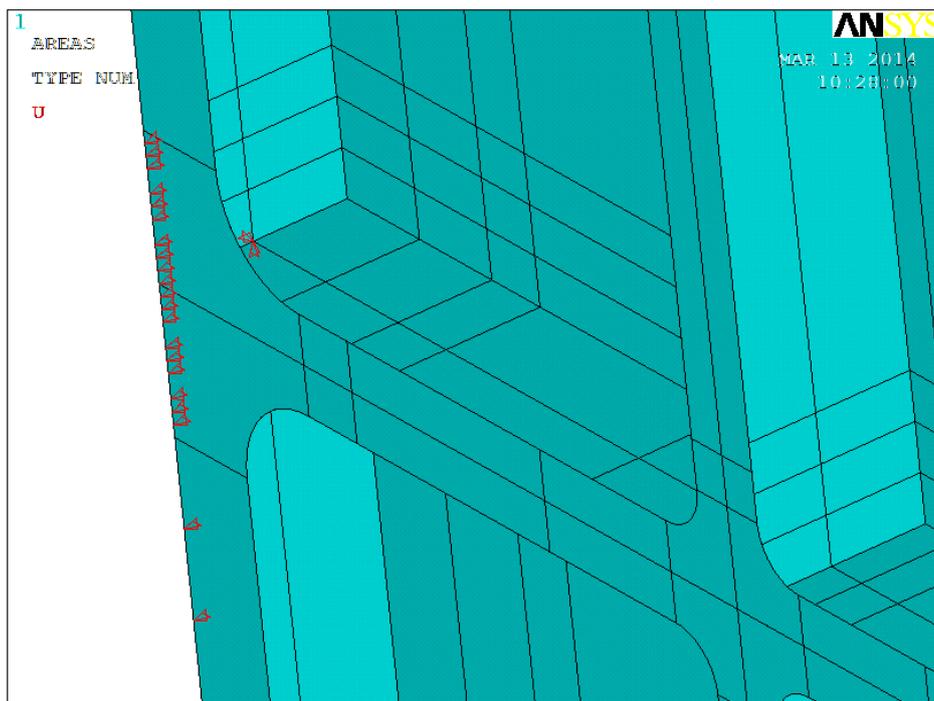


FIGURE 5.23 – Détail des appuis sur le modèle au niveau du heurtoir intermédiaire du poteau tourillon lorsque la porte est fermée

### Porte ouverte

Les déplacements bloqués sont représentés à la figure 5.24. Les trois déplacements sont bloqués au niveau du pivot. Les déplacements bloqués en partie supérieure de la porte correspondent aux deux points de fixation de la bielle sur la porte.

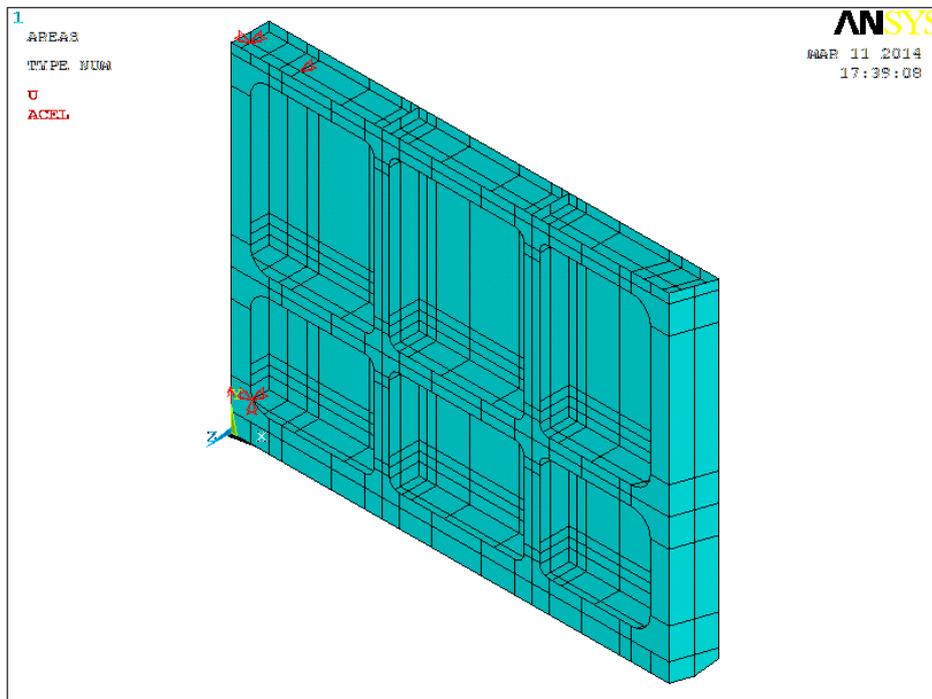


FIGURE 5.24 – Vue générale des appuis sur le modèle lorsque la porte est ouverte

## 5.6 Porte fermée

Nous allons dans cette section évaluer la déformation, les efforts et les contraintes dans la structure lorsque celle-ci est fermée et reprend la pression hydrostatique. Nous allons ici considérer que le niveau amont est à  $48,3\text{ m}$ . Les charges ne sont pas pondérées.

### 5.6.1 Modèle poutre

Nous appliquons sur la porte la pression hydrostatique correspondante au niveau d'eau normal, tel que représenté à la figure 5.25. La pression hydrostatique est également appliquée sur le poteau tourillon et sur la traverse inférieure via des charges concentrées aux extrémités des traverses, aiguilles et raidisseurs. Il en est de même pour le poids propre qui est appliqué via des charges concentrées aux intersections des éléments constitutifs de la porte.

Afin d'appliquer les charges sur chaque élément, on suppose que la répartition se fait selon la règle suivante :

- **Verticalement** : La charge se reporte sur la traverse la plus proche géométriquement ;
- **Horizontalement** : La charge se reporte sur l'aiguille ou le raidisseur le plus proche géométriquement.

Le détail des calculs pour obtenir ces charges concentrées est donné en annexe C.

La figure 5.25 montre la pression hydrostatique appliquée sur le bordé de la porte. La figure 5.26 montre, elle, les forces concentrées qui sont appliquées au modèle pour modéliser l'action de la pression hydrostatique sur le poteau tourillon et sur la traverse inférieure ainsi que le poids propre.

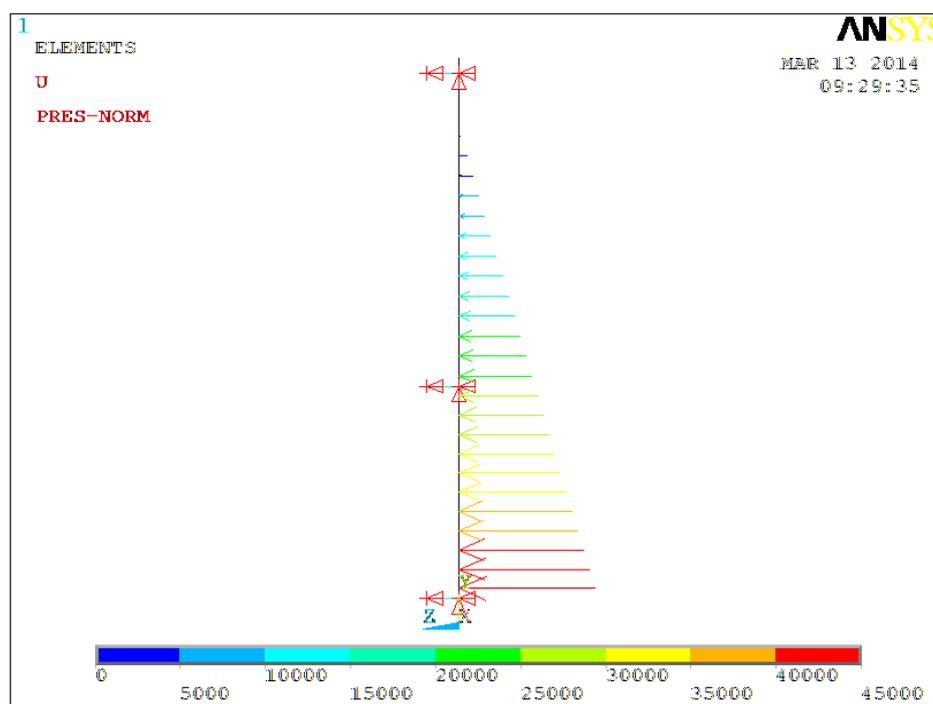


FIGURE 5.25 – Pression hydrostatique appliquée à la porte

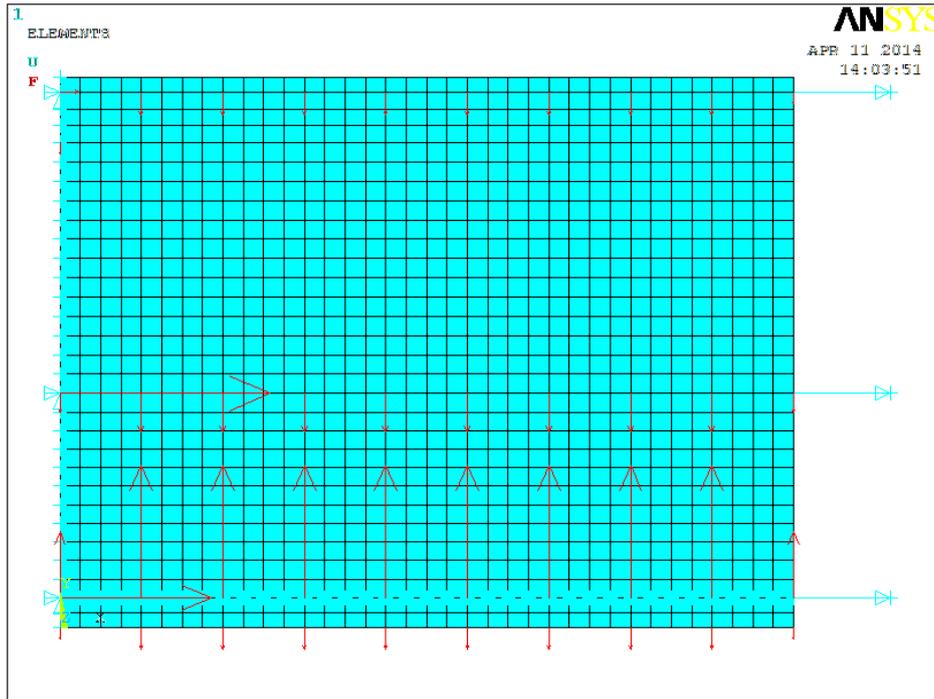


FIGURE 5.26 – Pression hydrostatique sur le poteau tourillon et sur la traverse inférieure et poids propre appliqués à la porte

On note que la pression hydrostatique qui agit sous la traverse inférieure est plus grande que le poids propre de la porte. En effet, la pression sous la traverse est de  $45000 \text{ N/m}^2$  et elle agit sur une surface de

$$S = \frac{7,197 + 6,996}{2} \cdot 0,6 + 0,15 \cdot 6,996 = 5,307 \text{ m}^2,$$

ce qui donne une force verticale qui vaut

$$F_{SP} = 45000 \cdot 5,307 = 238815 \text{ N}.$$

Le poids de la porte est, lui, de 12 tonnes, soit  $120000 \text{ N}$ .

Avec le modèle initial, les réactions d'appui sont reprises au tableau 5.2. On constate que les appuis au niveau de la traverse inférieure sont en traction, ce qui signifie en pratique qu'il n'y a pas contact entre les heurtoirs de cette traverse et leur appui. Nous effectuons alors une nouvelle modélisation en supprimant les appuis en traction.

	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$
$R \text{ [kN]}$	-11,5	215,5	276,2	-60,6	164,9	314,9

TABLEAU 5.2 – Modèle simplifié : réaction d'appui des heurtoirs sous pression hydrostatique et poids propre

Les figures 5.27, 5.28 et 5.29 représentent respectivement la déformation d'un vantail de la porte, les efforts normaux et le moment dans les traverses et aiguilles pour ce nouveau modèle.

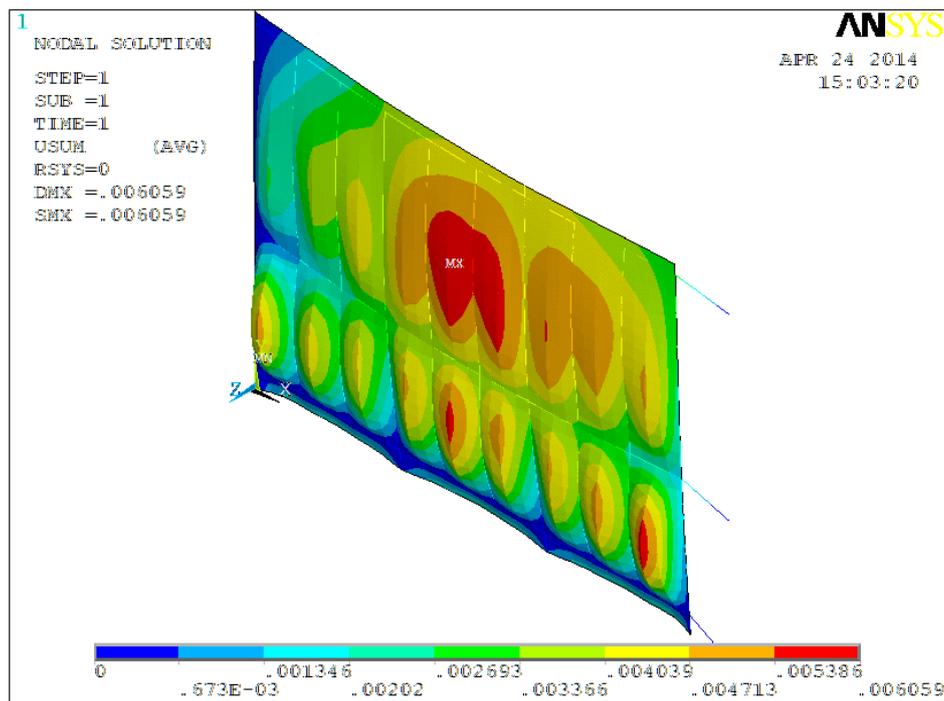


FIGURE 5.27 – Déformation de la porte sous le cas de chargement de pression hydrostatique

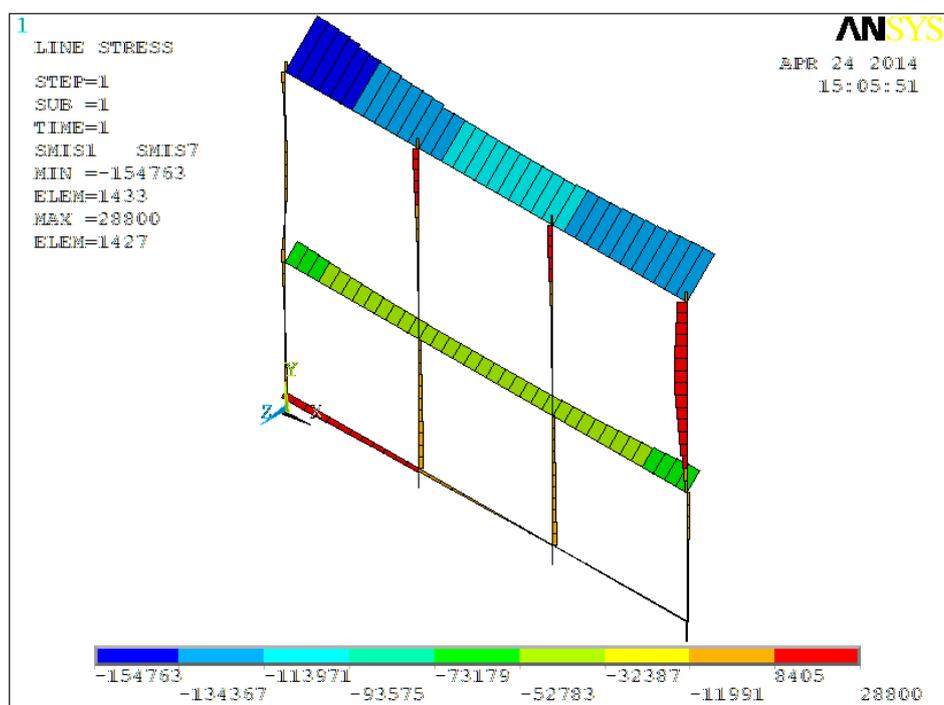


FIGURE 5.28 – Efforts normaux dans les traverses et aiguilles de la porte sous le cas de chargement de pression hydrostatique

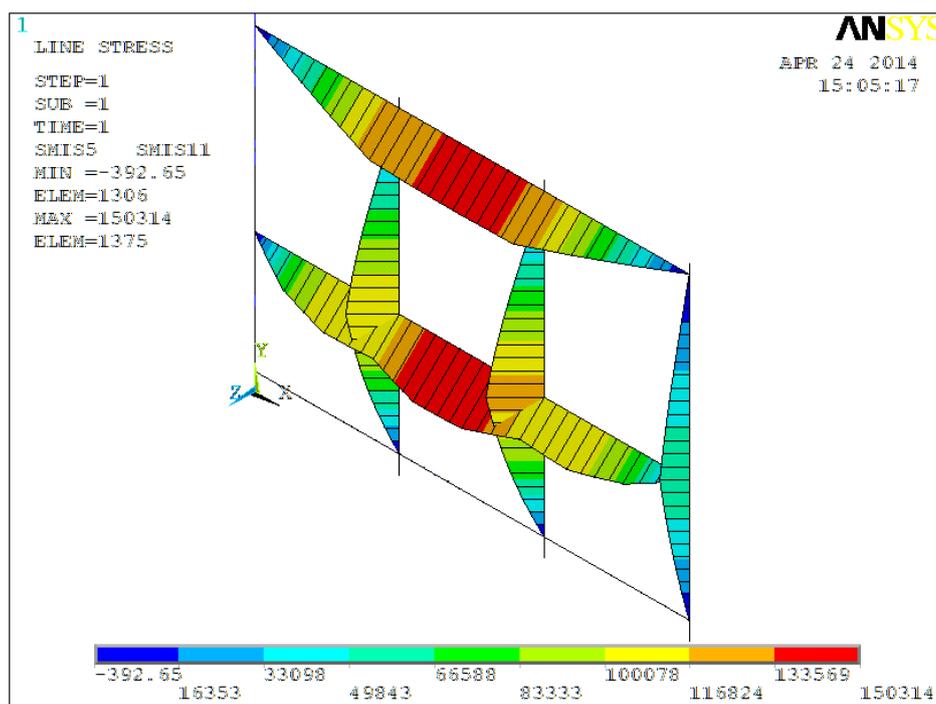


FIGURE 5.29 – Moments dans les traverses et aiguilles de la porte sous le cas de chargement de pression hydrostatique

Les réactions d'appui pour ce nouveau modèle sont données au tableau 5.3.

	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$
$R [kN]$	0	230,3	270,2	-60,6	58,8	357,8

TABLEAU 5.3 – Modèle simplifié : réaction d'appui des heurtoirs sous pression hydrostatique et poids propre avec suppression des appuis de la traverse inférieure

Le tableau 5.4 donne la valeur des contraintes en trois points, à savoir au milieu de la semelle de la traverse supérieure, au milieu de la semelle de la traverse intermédiaire et sur la semelle de l'aiguille 1 au niveau de l'intersection avec la traverse intermédiaire. Les contraintes sont calculées sous effort normal et sous effort de moment.

Pour l'effort, normal, on divise la valeur de l'effort normal par la section de l'élément de poutre sans tenir compte de la largeur collaborante.

Élément	$N [kN]$	$M [kN \cdot m]$	$\sigma_N [MPa]$	$\sigma_{M,b} [MPa]$	$\sigma_{M,s} [MPa]$
Traverse sup.	-109,9	134,6	-12,5	-18,7	50,6
Traverse int.	-42,6	151,0	-4,8	-21,0	56,8
Aiguille 1	14,3	120,8	1,7	-55,6	59,5

TABLEAU 5.4 – Modèle simple : Efforts et contraintes dans les traverses et aiguilles sous pression hydrostatique

### 5.6.2 Modèle plaque

Nous appliquons sur la porte la pression hydrostatique, telle que représentée à la figure 5.25, en tenant de nouveau compte de la pression qui agit sous la traverse inférieure et le long du poteau tourillon. Le poids propre est également appliqué en attribuant la masse volumique de l'acier aux éléments du modèle et en appliquant la gravité de  $9,81 \text{ m/s}^2$ .

Tout comme pour le modèle poutre, on constate que les réactions d'appui, données au tableau 5.5, montrent que les heurtoirs de la traverse inférieure ne sont pas en contact avec leurs appuis.

	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$
$R \text{ [kN]}$	-38,0	216,9	252,9	-73,8	186,2	311,1

TABLEAU 5.5 – Modèle plaque : réaction d'appui des heurtoirs sous pression hydrostatique et poids propre

Nous supprimons donc les appuis de cette traverse inférieure.

Les déformations sont données aux figures 5.30. Les figures 5.31 et 5.32 donnent les contraintes de comparaison de Von Mises, respectivement sur toute la porte et au droit d'un appui.

Cette figure 5.32 confirme qu'on observe des pics de contrainte au droit des appuis, comme cela a été expliqué plus haut.

Pour le reste de la structure, la contrainte de Von Mises maximale est inférieure à  $100 \text{ MPa}$ , ce qui est bien loin de la limite élastique de l'acier utilisé (pour rappel : acier  $S235$ ).

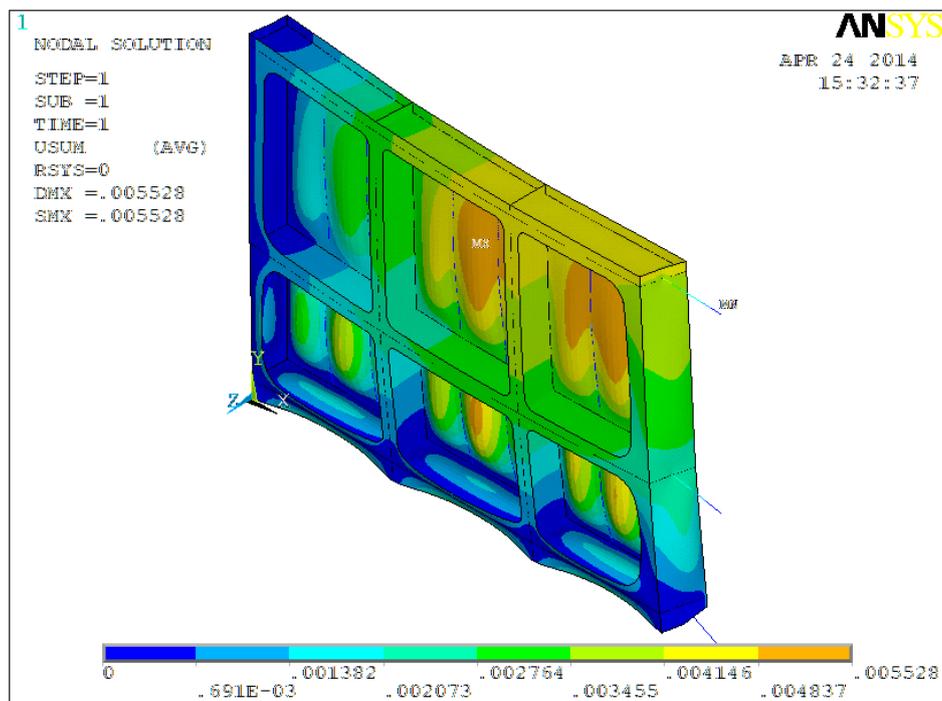


FIGURE 5.30 – Modèle complet : déformation sous pression hydrostatique et poids propre

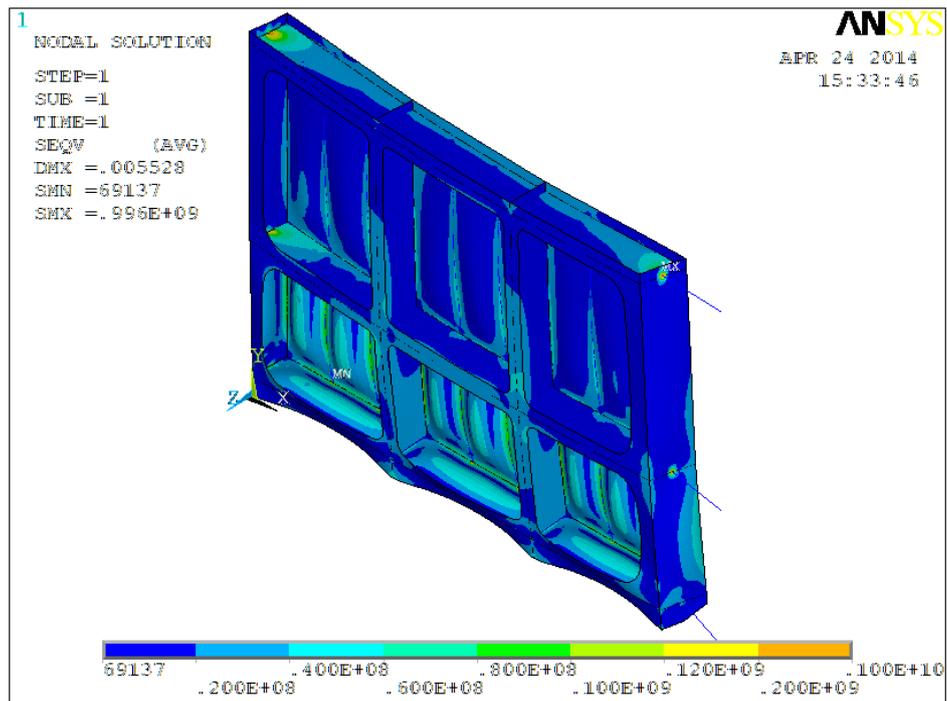


FIGURE 5.31 – Modèle complet : contraintes de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre

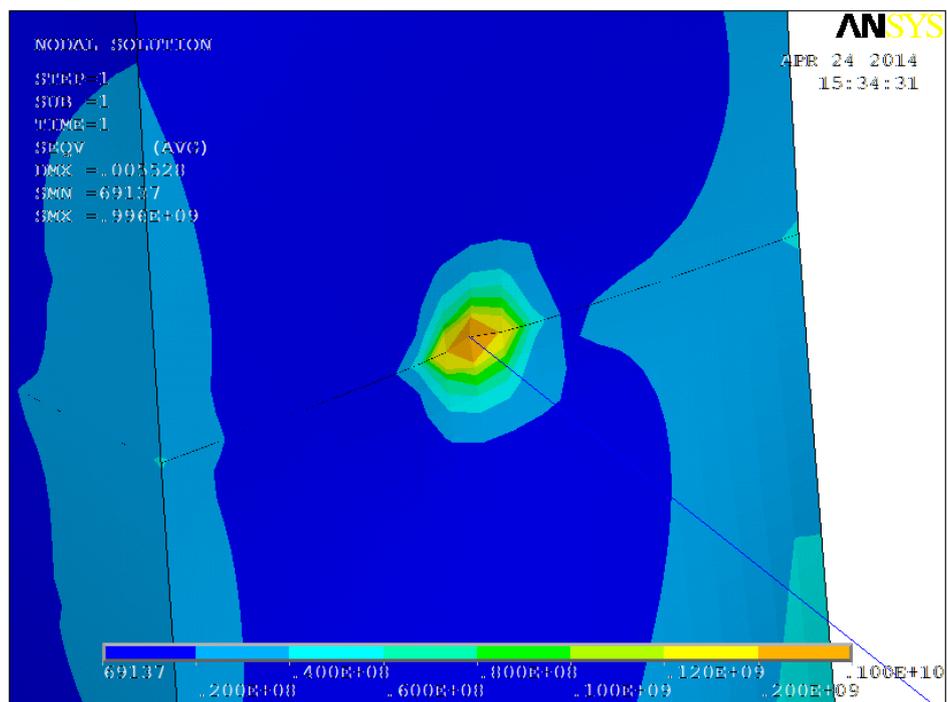


FIGURE 5.32 – Modèle complet : contraintes de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre au droit d'un appui

Les réactions d'appui sont données au tableau 5.6.

	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$
$R [kN]$	0	267,7	231,8	0	49,9	365,9

TABLEAU 5.6 – Modèle plaque : réaction d'appui des heurtoirs sous pression hydrostatique et poids propre avec suppression des appuis de la traverse inférieure

### 5.6.3 Comparaison des méthodes

Dans toutes les comparaisons effectuées ici, le modèle de référence est le modèle plaque. Ainsi, le calcul des erreurs se fera selon la formule suivante

$$erreur = \frac{|X_{poutre} - X_{plaque}|}{|X_{plaque}|} \quad (5.2)$$

où  $X$  correspond au paramètre étudié.

On considère qu'une erreur inférieure à 30% est acceptable.

#### Déformation

La déformation maximale observée sur le modèle poutre est de 6,1 mm. Pour le modèle plaque, il est de 5,5 mm.

Ainsi, l'erreur sur la déformation est de 11% et est inférieure au seuil de 30%.

#### Réactions d'appui

Le tableau 5.7 reprend les réactions d'appuis calculées pour chaque modèle ainsi que l'erreur entre elles.

	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$
Poutre	0	230,3	270,2	-60,6	58,8	357,8
Plaque	0	267,7	231,8	0	49,9	365,9
Erreur [%]	0	14,0	26,6	0	17,8	2,2

TABLEAU 5.7 – Comparaison des réactions d'appuis des heurtoirs sous pression hydrostatique et poids propre selon le modèle poutre et selon le modèle plaque

Toutes les erreurs sont inférieures à 30%.

Contraintes

Les contraintes  $\sigma_x$  et  $\sigma_y$  de la porte sous pression hydrostatique et poids propre obtenues par le modèle plaque sont données aux figures 5.33 et 5.34.

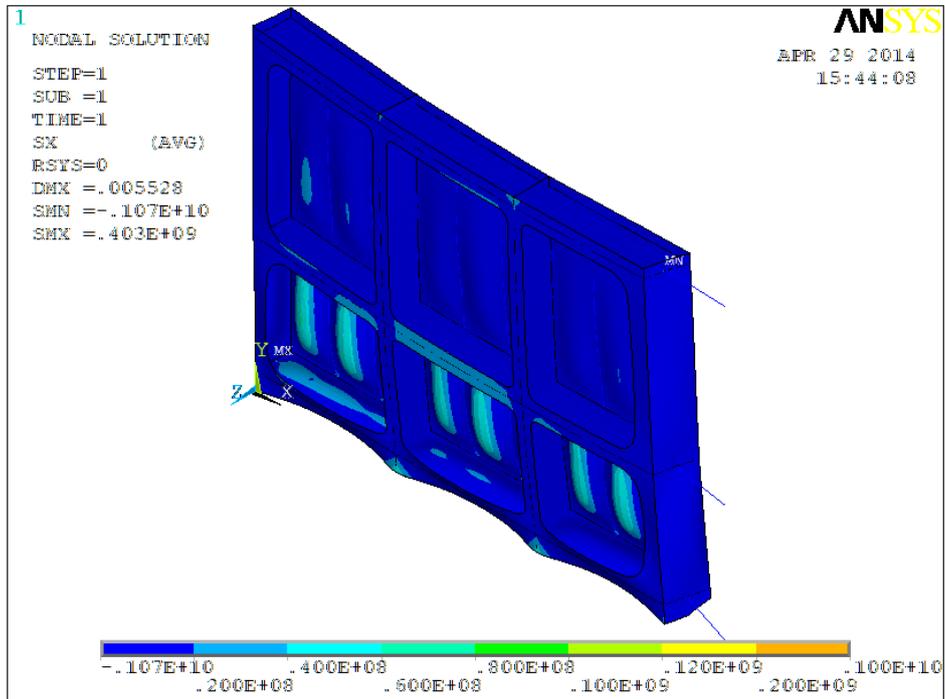


FIGURE 5.33 – Contraintes  $\sigma_x$  sous pression hydrostatique et poids propre

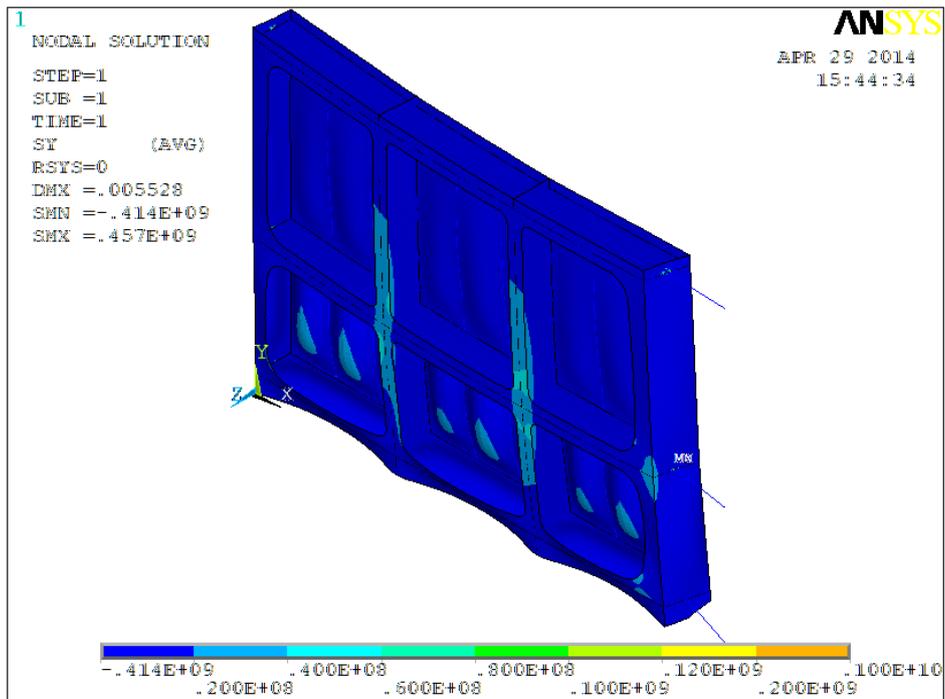


FIGURE 5.34 – Contraintes  $\sigma_y$  sous pression hydrostatique et poids propre

On se base sur les résultats du tableau 5.4 où on a calculé les contraintes sur les semelles des traverses supérieure et intermédiaire et sur les aiguilles. La comparaison des résultats avec le modèle complet est fait dans le tableau 5.8.

Élément	$\sigma$ [MPa] : poutre	$\sigma$ [MPa] : plaque	Erreur [%]
Traverse sup.	38,1	17,2	121,5
Traverse int.	51,9	31,8	63,2
Aiguille	61,2	34,6	76,9

TABLEAU 5.8 – Comparaison des modèles simple et complet sous pression hydrostatique

Les erreurs sont ici très importantes.

Une partie de l'explication provient du point d'application des charges dans le plan de la porte par rapport au centre de gravité des traverses.

En effet, selon le modèle poutre, les charges concentrées qui représentent le poids propre et les sous-pressions ainsi que les réactions d'appuis sont appliquées au centre de gravité de la section.

Dans le modèle plaque, le poids propre et les sous-pressions sont appliquées directement sur les éléments plaque. Les réaction d'appui sont elles appliquées à mi-épaisseur de la porte. Or, celle-ci ne correspond pas au centre de gravité des traverses. Ce centre de gravité se situe plus près du bordé que des semelles (voir annexe B), à une distance

$$d = \frac{600}{2} - 162 = 138 \text{ mm}$$

de la mi-épaisseur de la porte.

Ainsi, pour la traverse intermédiaire, les réactions d'appui appliquent un moment

$$\begin{aligned} M_{\text{appuis}} &= \frac{R_{\alpha_2} + R_{\beta_2}}{2} \cdot d \\ &= \frac{267700 + 49900}{2} \cdot 0,138 \\ &= 21914,4 \text{ N} \cdot \text{m}. \end{aligned}$$

La contrainte supplémentaire au niveau de la semelle est de  $-8,3 \text{ MPa}$ , ce qui fait au total une contrainte de  $51,9 - 8,3 = 43,6 \text{ MPa}$ . L'erreur est alors de 37%.

Il est toutefois impossible d'appliquer des moments d'extrémité aux extrémités des traverses, car il s'agit ici d'un processus itératif :

- On applique les charges et on détermine des réactions d'appui ;
- Les réactions d'appuis permettent de calculer de nouvelles charges ;
- On applique les nouvelles charges sur le modèle, d'où on tire de nouvelles réactions d'appui ;
- ...

### 5.6.4 Conclusions intermédiaires

L'étude de la porte sous pression hydrostatique et poids propre conduit à la conclusion que la porte est assez résistante. On se situe très loin de la plastification de l'acier. Par ailleurs, le diagramme des contraintes ne correspond pas du tout à la localisation des fissures sur la porte.

Il semble donc que ce cas de chargement ne mène pas à la ruine de la porte.

## 5.7 Porte ouverte

### 5.7.1 Modèle poutre

#### 5.7.1.1 Manœuvre normale de la porte

Comme nous l'avons constaté à la section 5.4.3, la partie principale de l'effort est due à la surélévation du niveau d'eau qui est prise égale à  $\eta = 0,1 \text{ m}$ . Cet effort correspond à une pression uniformément répartie sur la partie immergée de la porte de valeur  $p = \gamma_{eau} \cdot \eta = 10000 \text{ N/m}^3 \cdot 0,1 \text{ m} = 1000 \text{ N/m}^2$ . Les autres efforts résistants ne se modélisent pas comme une pression uniformément répartie. Toutefois, puisque 93% du moment résistant est dû à la surélévation du niveau de l'eau, l'erreur sera faible si on considère que toutes les forces ont le même mode d'application. Ainsi, pour tenir compte des autres efforts résistants, nous appliquons un facteur multiplicatif à la charge de  $\frac{1}{0,93}$ .

Cette charge est représentée à la figure 5.35.

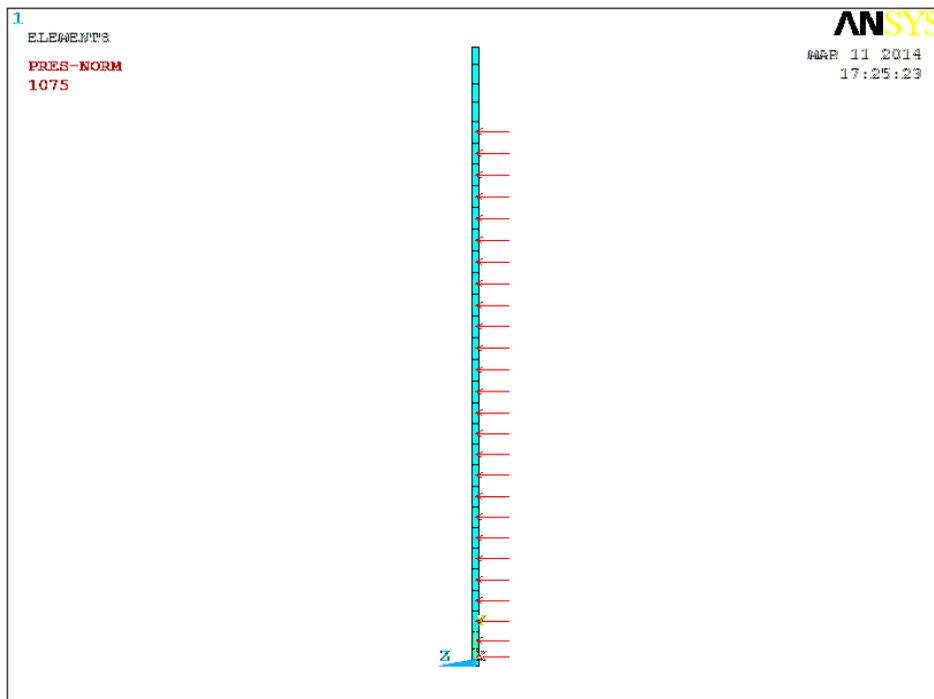


FIGURE 5.35 – Pression appliquée sur la porte lors de l'ouverture

**Modèle initial**

Les figures 5.36 et 5.37 donnent respectivement les déformations de la porte et les moments dans les traverses et aiguilles.

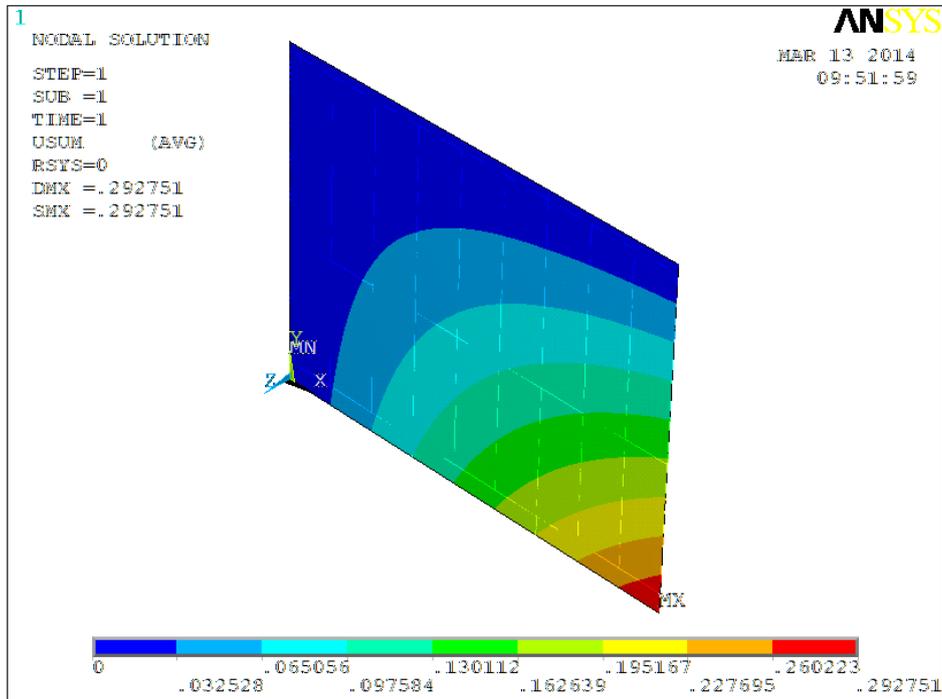


FIGURE 5.36 – Déformation de la porte lors de l’ouverture (modèle initial)

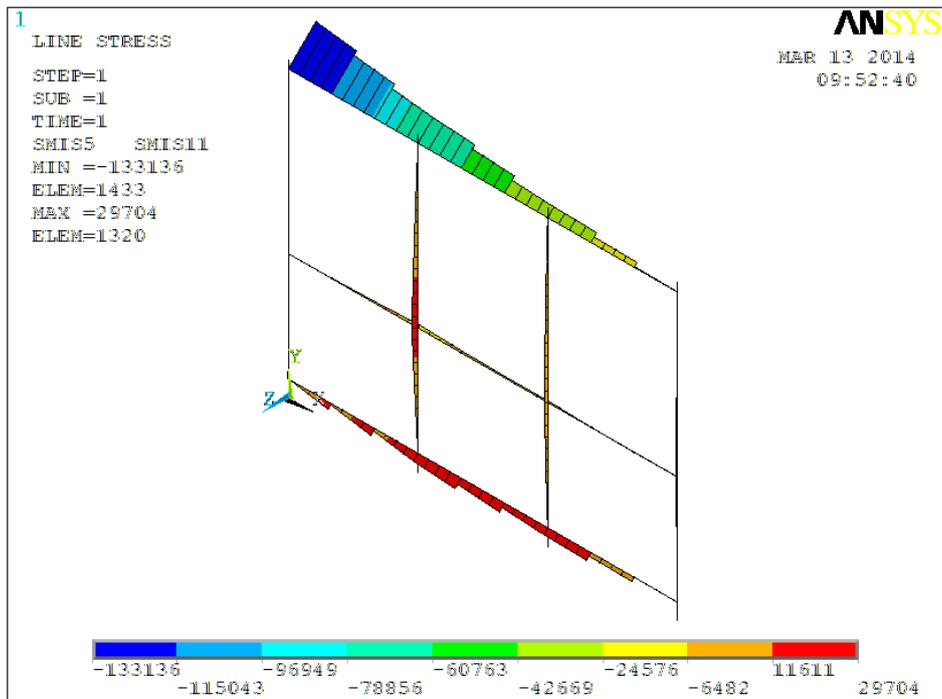


FIGURE 5.37 – Moments dans les traverses et aiguilles de la porte lors de l’ouverture (modèle initial)

Le tableau 5.9 donne les contraintes dans les semelles des 3 traverses au droit du poteau tourillon.

Élément	$N$ [kN]	$M$ [kN · m]	$\sigma_N$ [MPa]	$\sigma_{M,b}$ [MPa]	$\sigma_{M,s}$ [MPa]
Traverse sup.	0	133,1	0	-18,5	50,0
Traverse int.	0	0	0	0	0
Traverse inf.	0	0	0	0	0

TABLEAU 5.9 – Modèle simple : Efforts et contraintes dans les traverses et aiguilles sous efforts de manœuvre (modèle initial)

On constate que l'ordre de grandeur des déformations, de l'ordre de 30 *cm* est irréaliste. Nous constatons également que seule la traverse supérieure reprend tous les efforts.

### Grande raideur torsionnelle

En analysant le diagramme des déformations de la figure 5.36, on constate que la déformation importante est due à la torsion du poteau tourillon. Il semble donc que la raideur de ce dernier ait été sous-évaluée. Nous allons donc effectuer les mêmes modélisations en donnant une raideur en torsion infinie au poteau tourillon.

Les figures 5.38 et 5.39 donnent respectivement les déformations de la porte et les moments dans les traverses et aiguilles en considérant une grande raideur torsionnelle du poteau tourillon.

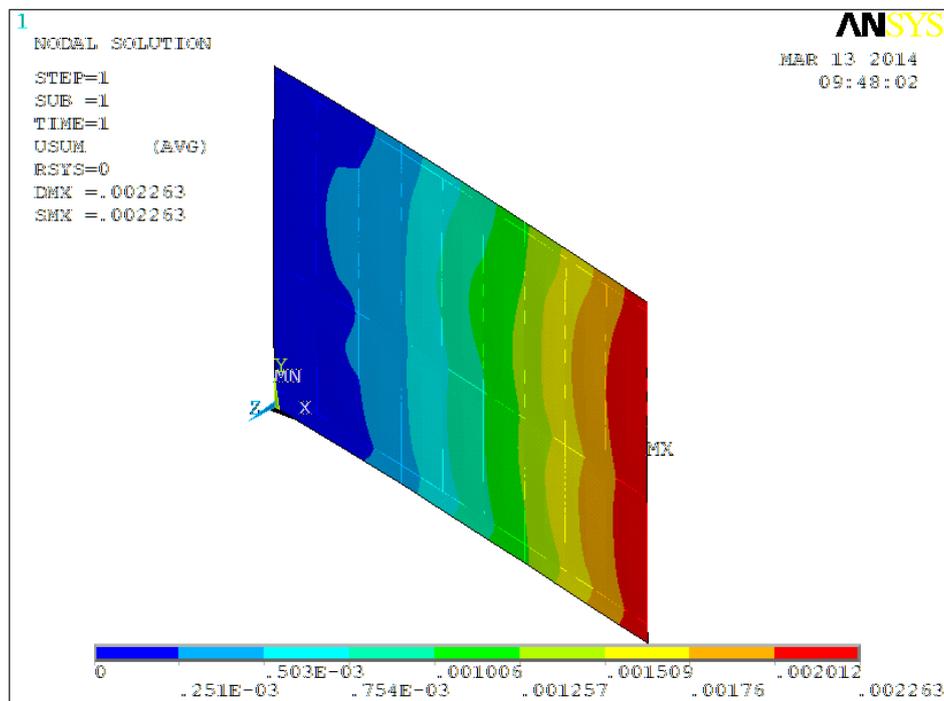


FIGURE 5.38 – Déformation de la porte lors de l'ouverture (raideur torsionnelle grande)

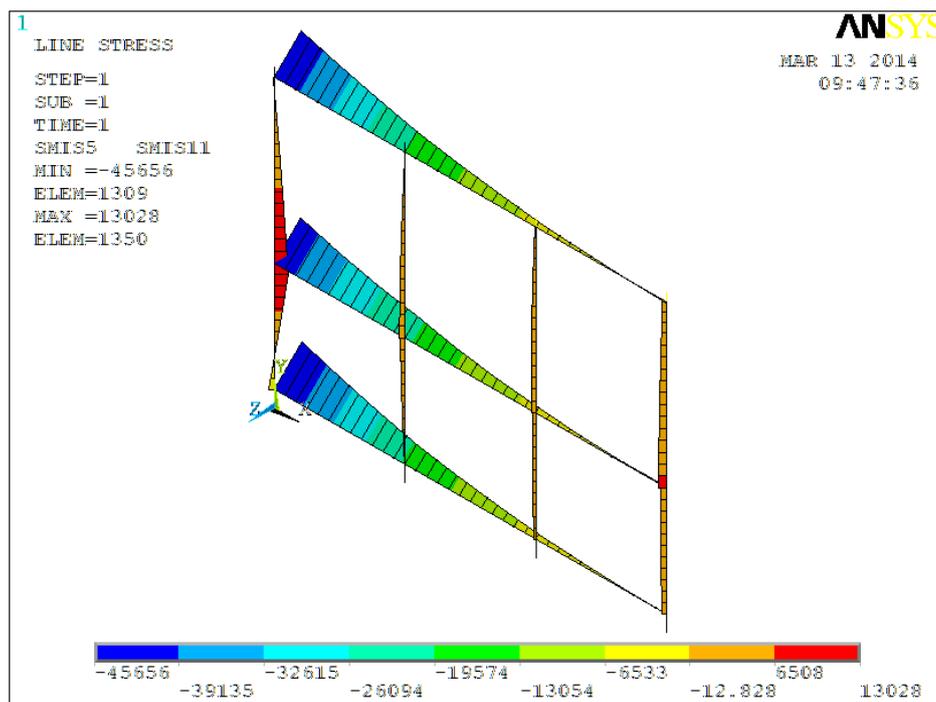


FIGURE 5.39 – Moments dans les traverses et aiguilles de la porte lors de l’ouverture (raideur torsionnelle grande)

Le tableau 5.10 donne les contraintes dans les semelles des 3 traverses au droit du poteau tourillon.

Élément	$N$ [kN]	$M$ [kN · m]	$\sigma_N$ [MPa]	$\sigma_{M,b}$ [MPa]	$\sigma_{M,s}$ [MPa]
Traverse sup.	0	45,7	0	-6,4	17,2
Traverse int.	0	45,7	0	-6,4	17,2
Traverse inf.	0	45,7	0	-6,4	17,2

TABLEAU 5.10 – Modèle simple : Efforts et contraintes dans les traverses et aiguilles sous efforts de manœuvre (grande raideur torsionnelle)

### 5.7.1.2 Frottement important ou appui sur le seuil

Deux situations similaires sont modélisées avec le même cas de charge car les forces mises en jeu et leurs points d’application sont similaires.

- **Frottement en base :**

Il s’agit du frottement de la base de la porte dans le fond du radier. Ce frottement peut provenir du frottement sur le béton du seuil, sur les sédiments ou par un objet bloqué sous la porte. Il s’agit donc d’une force qui agit sur la traverse inférieure de la porte.

- **Appui sur le seuil en position fermée :**

Cette situation correspond à la situation où le bois d’étanchéité fait contact avec la porte et que le vérin continue à pousser. De nouveau, il existe une force résistante au niveau de la traverse inférieure.

Afin de modéliser cet effet, nous appliquons le long de la traverse inférieure une charge unitaire de  $1 \text{ kN/m}$ . En regardant la valeur des réactions d'appui, il sera alors possible d'en déduire la force appliquée par le vérin. Puisque le modèle utilisé ici est élastique, les effets sous cette charge unitaire pourront être multipliés par la suite par la valeur de la charge du vérin qu'on souhaite appliquer.

Les appuis sont ici ceux considérés lors des manœuvres de la porte.

De nouveau, nous étudions un comportement avec le modèle initial et avec une grande raideur torsionnelle du poteau tourillon.

### Modèle initial

La déformation et les moments dans les traverses et aiguilles pour le modèle initial sont donnés respectivement aux figures 5.40 et 5.41.

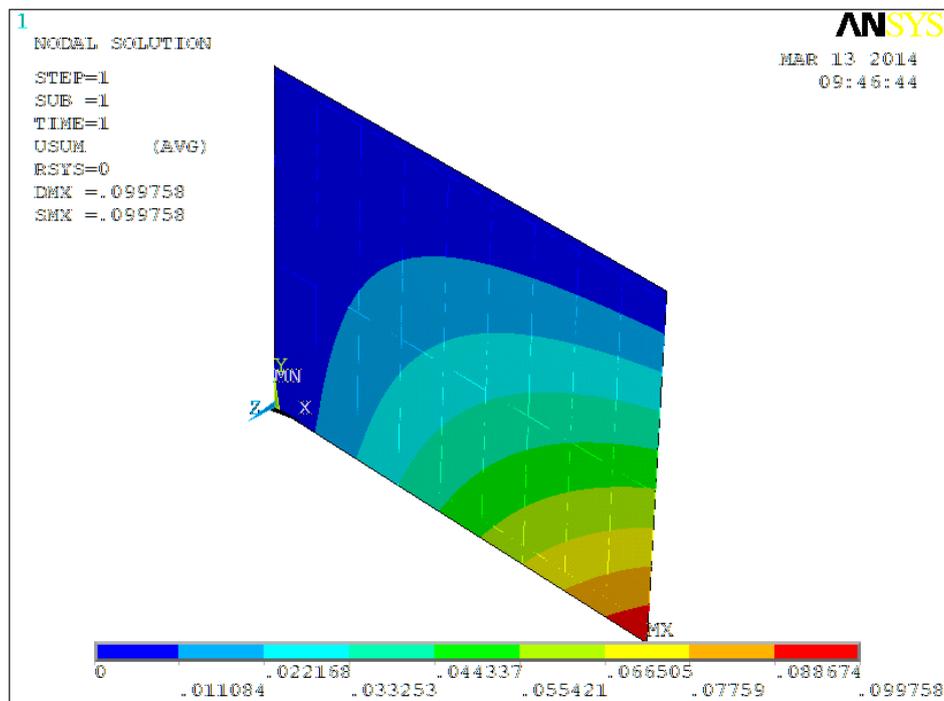


FIGURE 5.40 – Déformation de la porte avec un frottement en base (modèle initial)

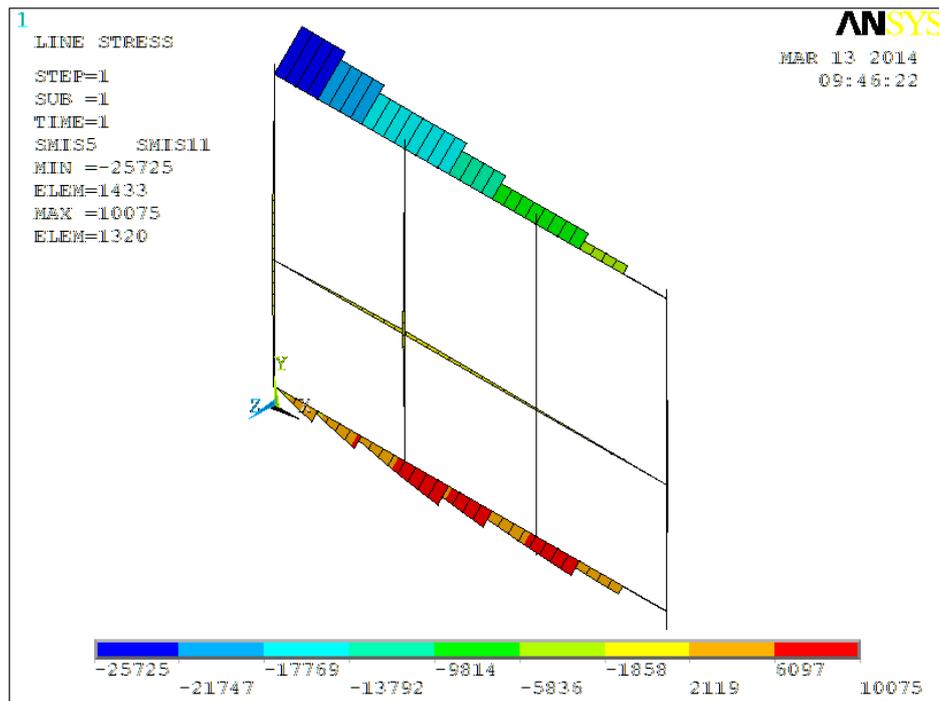


FIGURE 5.41 – Moments dans les traverses et aiguilles de la porte avec un frottement en base (modèle initial)

### Grande raideur torsionnelle

La déformation et les moments dans les traverses et aiguilles pour le modèle avec grande raideur torsionnelle sont donnés respectivement aux figures 5.42 et 5.43.

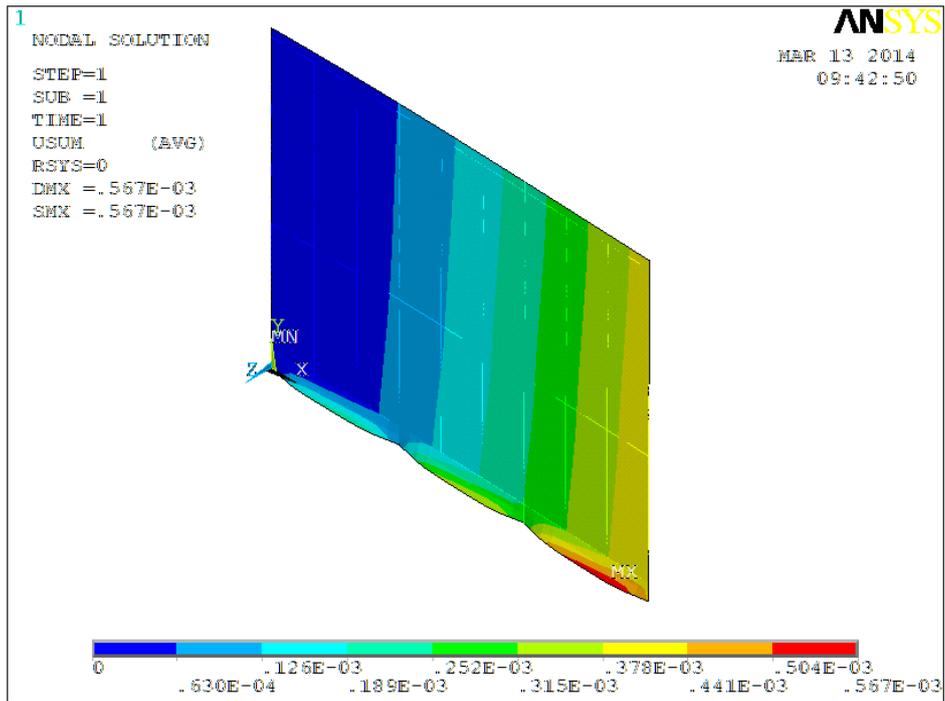


FIGURE 5.42 – Déformation de la porte avec un frottement en base (raideur torsionnelle grande)

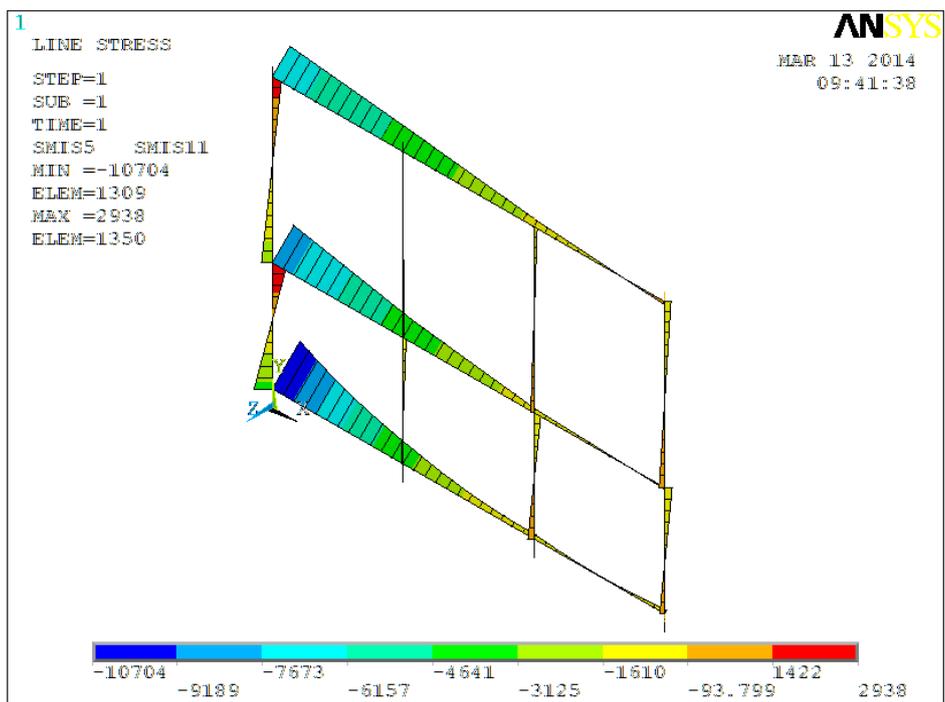


FIGURE 5.43 – Moments dans les traverses et aiguilles de la porte avec un frottement en base (raideur torsionnelle grande)

## 5.7.2 Modèle plaque

### 5.7.2.1 Manœuvre normale de la porte

#### Sous poids propre uniquement

Nous considérons ici le cas où la porte n'est plus en mouvement et est soutenue uniquement par le collier et le pivot. Cette situation correspond au cas où la porte est ouverte et se situe dans sa chambre. Elle est alors uniquement soumise à son poids propre.

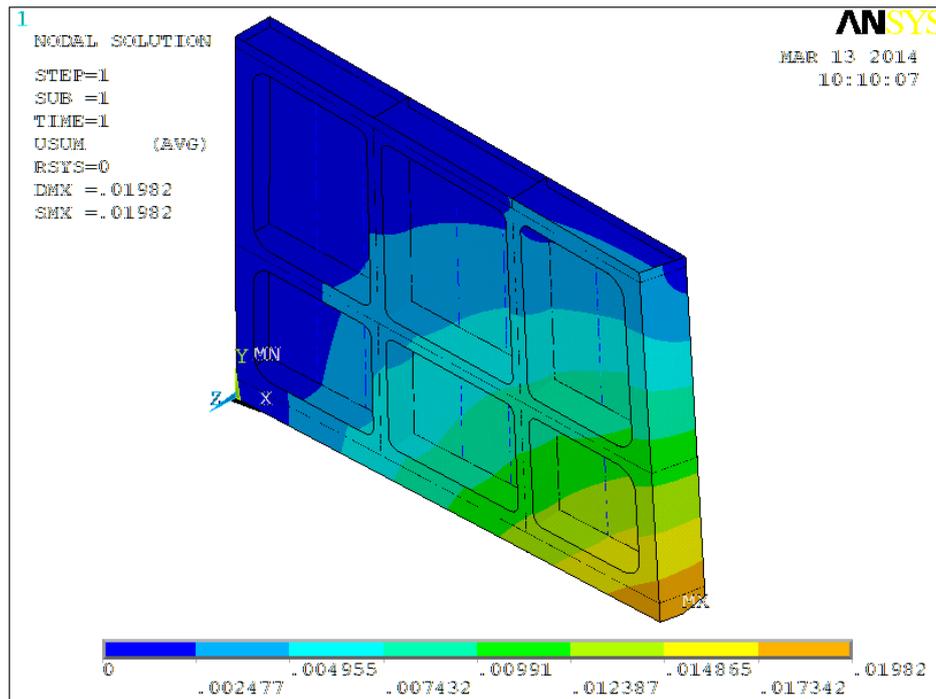


FIGURE 5.44 – Modèle complet : déformation sous poids propre avec porte ouverte

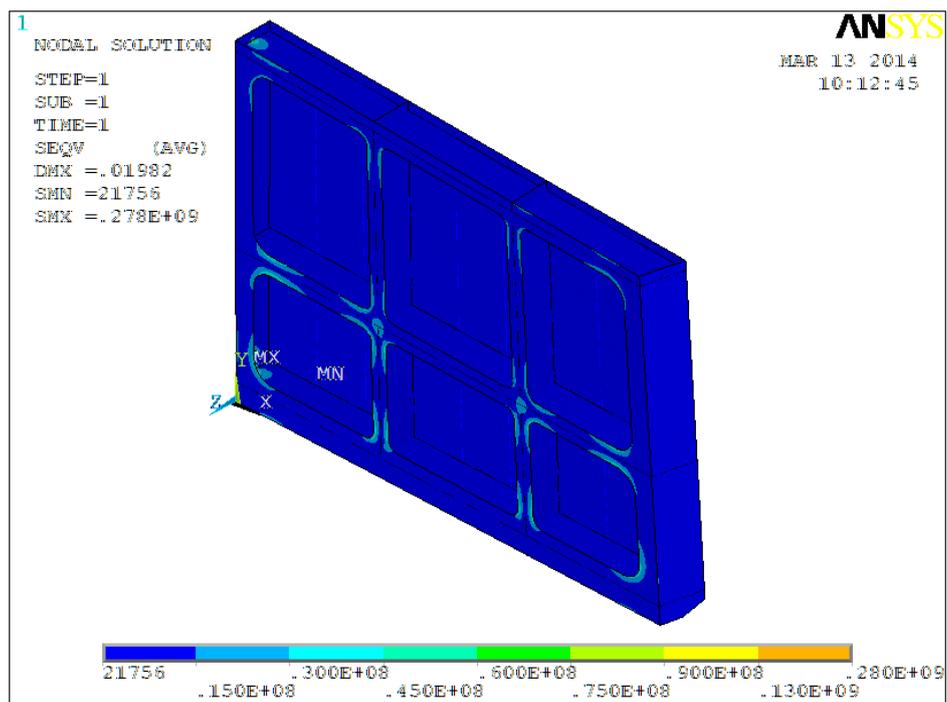


FIGURE 5.45 – Modèle complet : contraintes de Von Mises sous poids propre avec porte ouverte

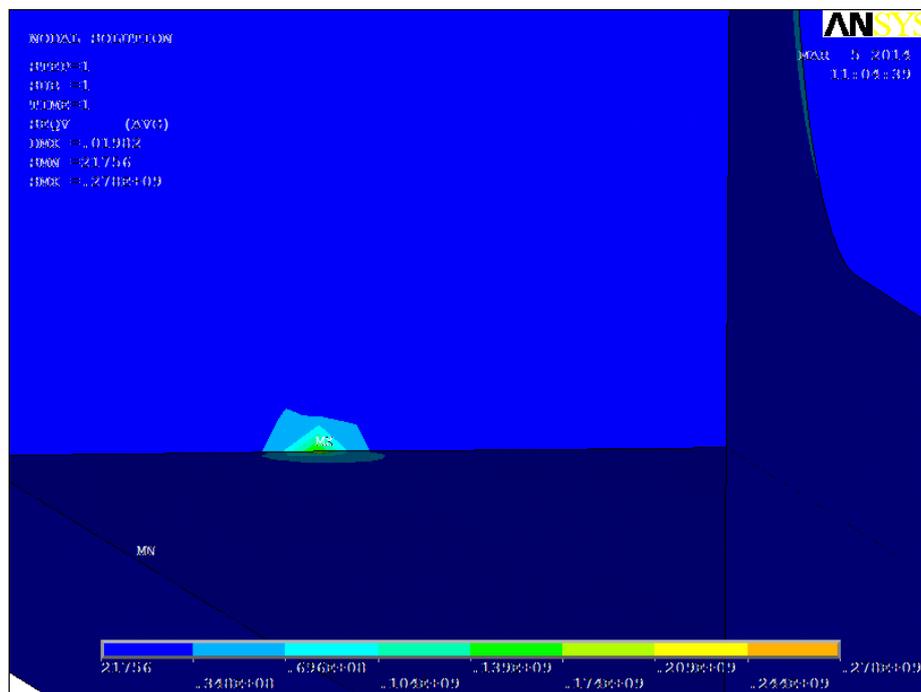


FIGURE 5.46 – Modèle complet : contraintes de Von Mises sous poids propre avec porte ouverte au droit du pivot

**Avec efforts de manœuvre**

Dans cette situation, on considère la porte en mouvement. On lui applique alors, en plus du poids propre, les efforts de manœuvre calculés à la section 5.4.3.

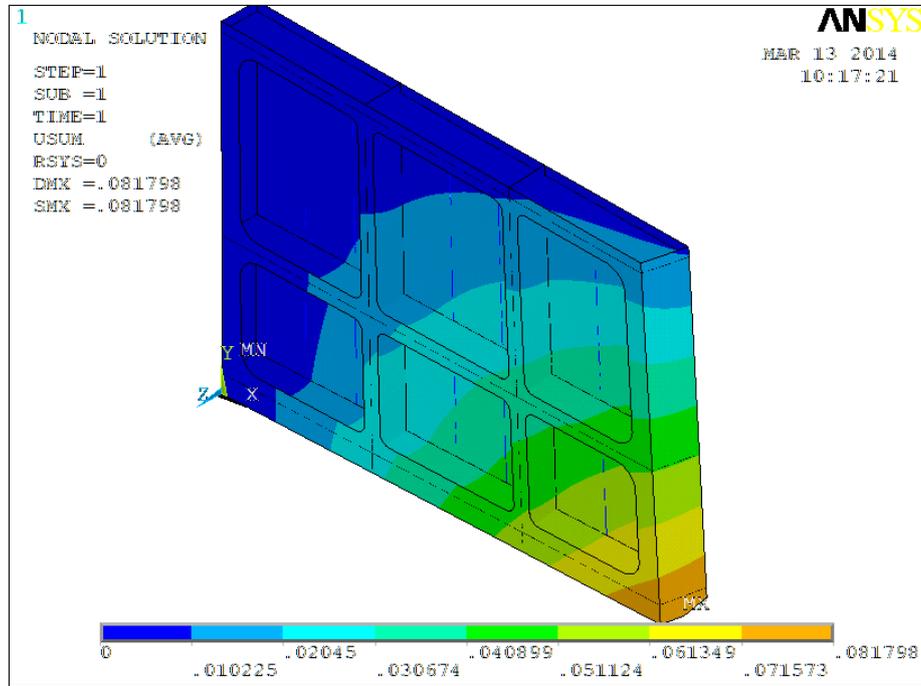


FIGURE 5.47 – Modèle complet : déformation sous efforts de manœuvre et poids propre avec porte ouverte

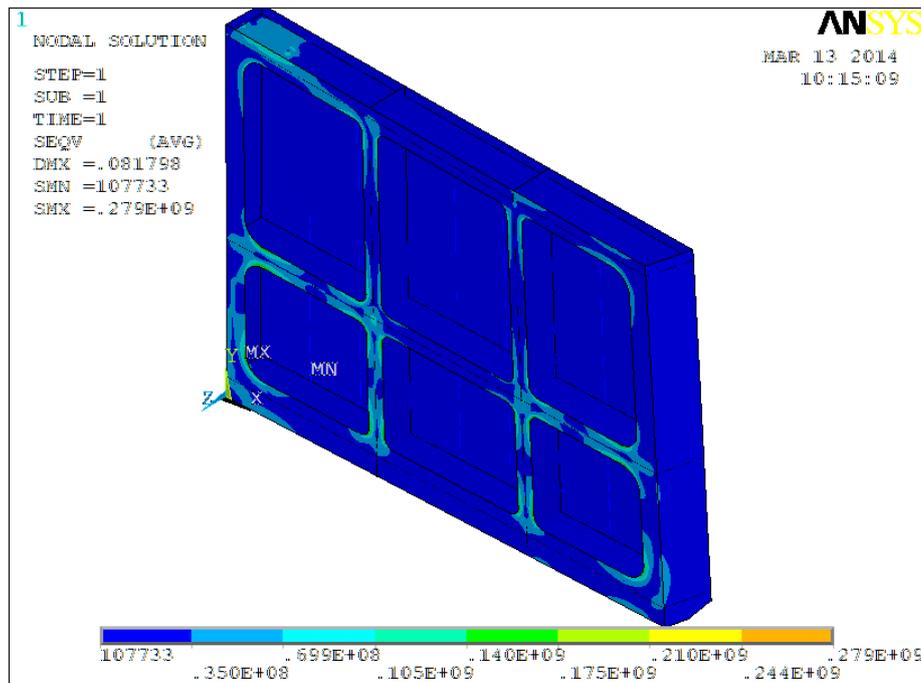


FIGURE 5.48 – Modèle complet : contraintes de Von Mises sous efforts de manœuvre et poids propre avec porte ouverte

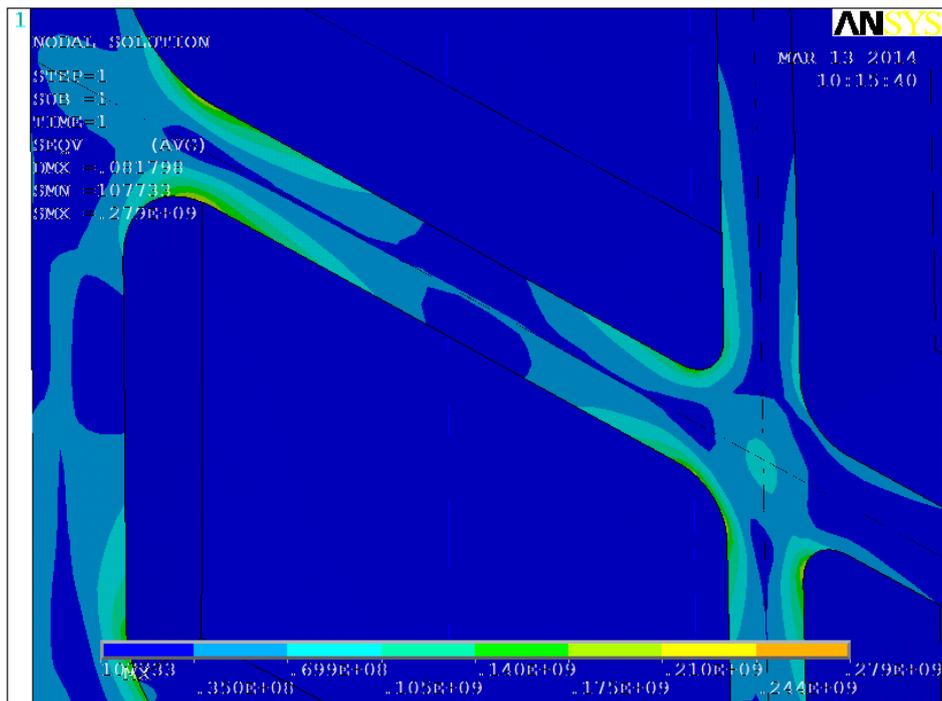


FIGURE 5.49 – Modèle complet : contraintes de Von Mises sous efforts de manœuvre et poids propre avec porte ouverte au droit de congés

### 5.7.2.2 Frottement important ou appui sur le seuil

Tout comme pour le modèle simplifié, on applique ici une charge linéaire de  $1 \text{ kN/m}$  sur la traverse inférieure. On applique également le poids propre.

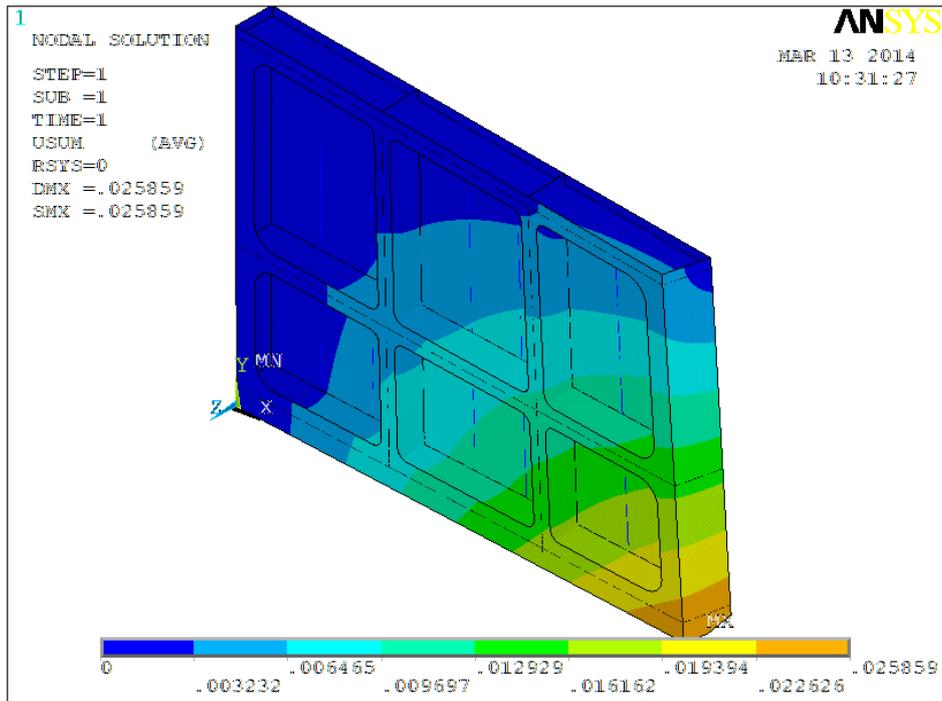


FIGURE 5.50 – Modèle complet : déformation sous frottement en base et poids propre

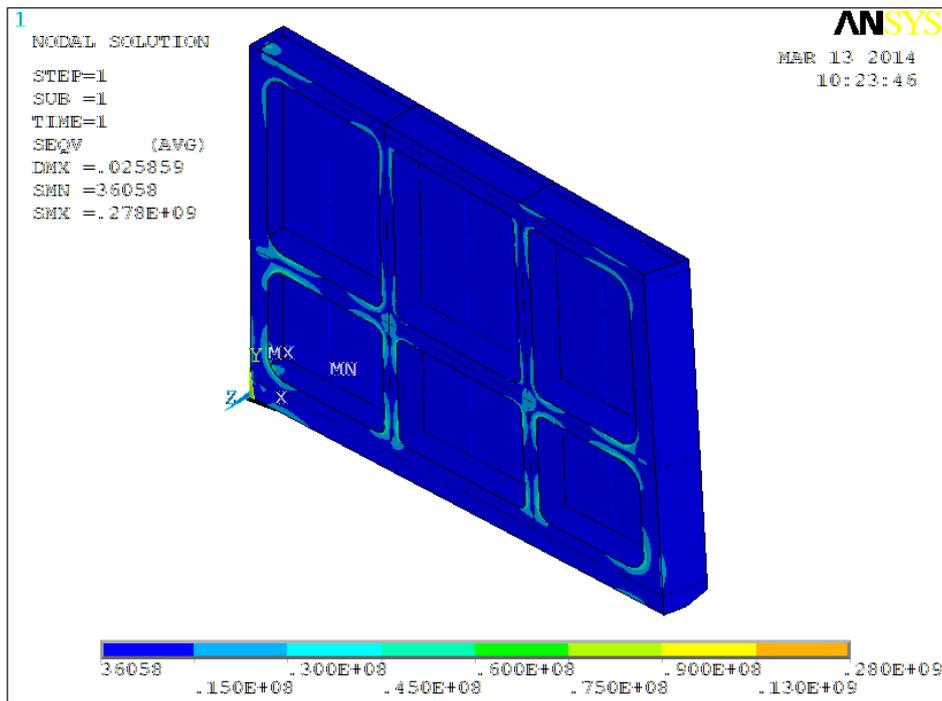


FIGURE 5.51 – Modèle complet : contraintes de Von Mises sous frottement en base et poids propre

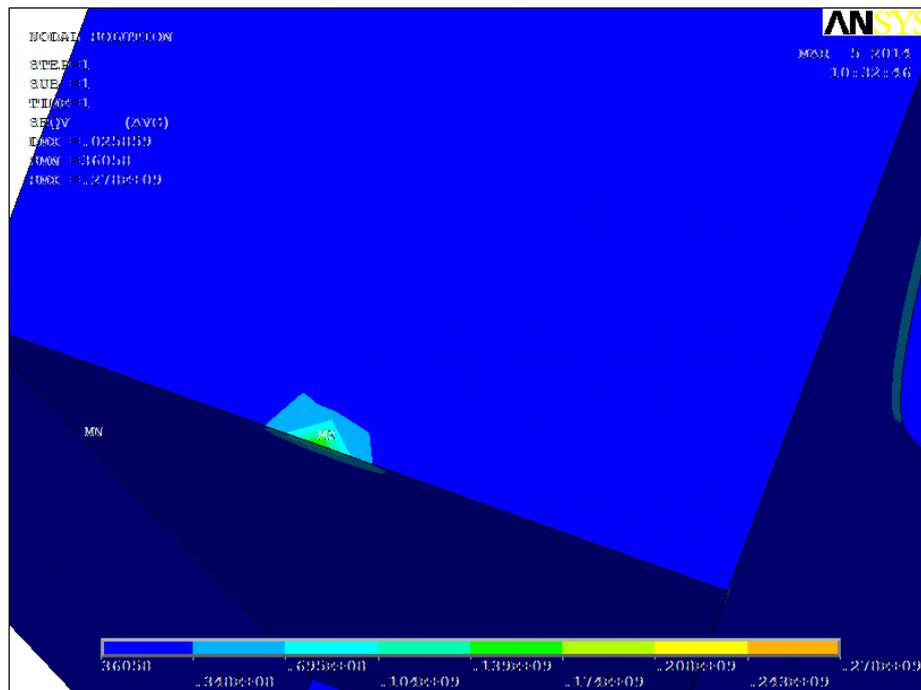


FIGURE 5.52 – Modèle complet : contraintes de Von Mises sous frottement en base et poids propre au droit du pivot

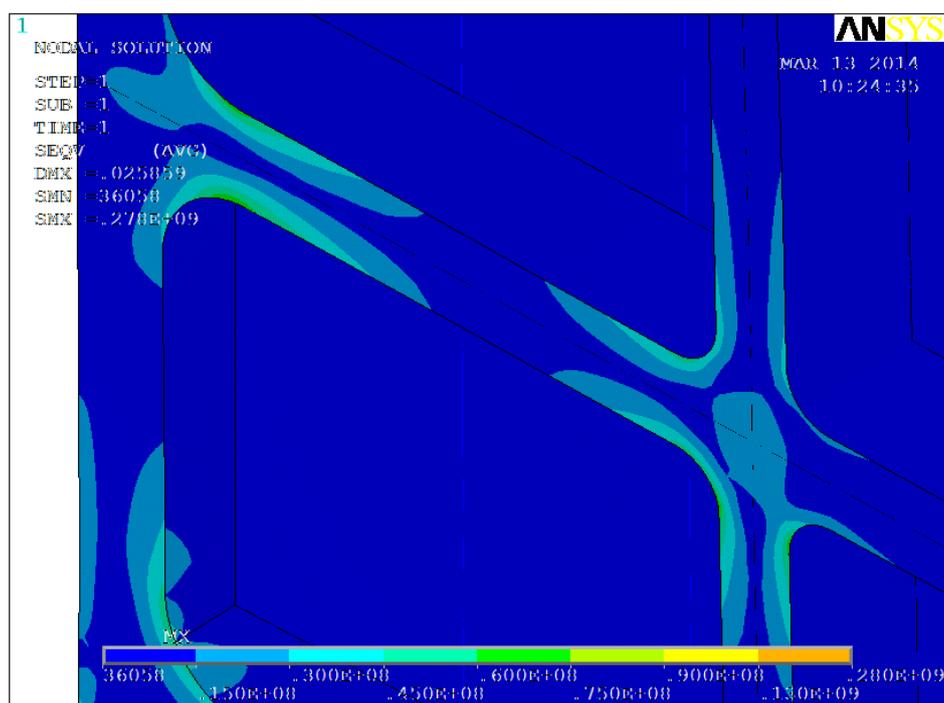


FIGURE 5.53 – Modèle complet : contraintes de Von Mises sous frottement en base et poids propre au droit d'un congé

### 5.7.3 Comparaison des méthodes

On constate que la déformation obtenue par le modèle plaque se situe bien entre les deux bornes données par le modèle poutre. Il est toutefois impossible de rapprocher le comportement d'une des deux situations extrêmes.

Dans la mesure où il est très difficile d'évaluer la raideur en torsion des aiguilles et des traverses, on constate que le modèle poutre présente une première limitation.

Ensuite, comme le montrent les figures 5.54 et 5.55 qui représentent les contraintes horizontales  $\sigma_x$ , des concentrations de contraintes apparaissent au pied des congés de raccordement. Ce phénomène est impossible à représenter sur le modèle poutre, ce qui constitue une deuxième limitation.

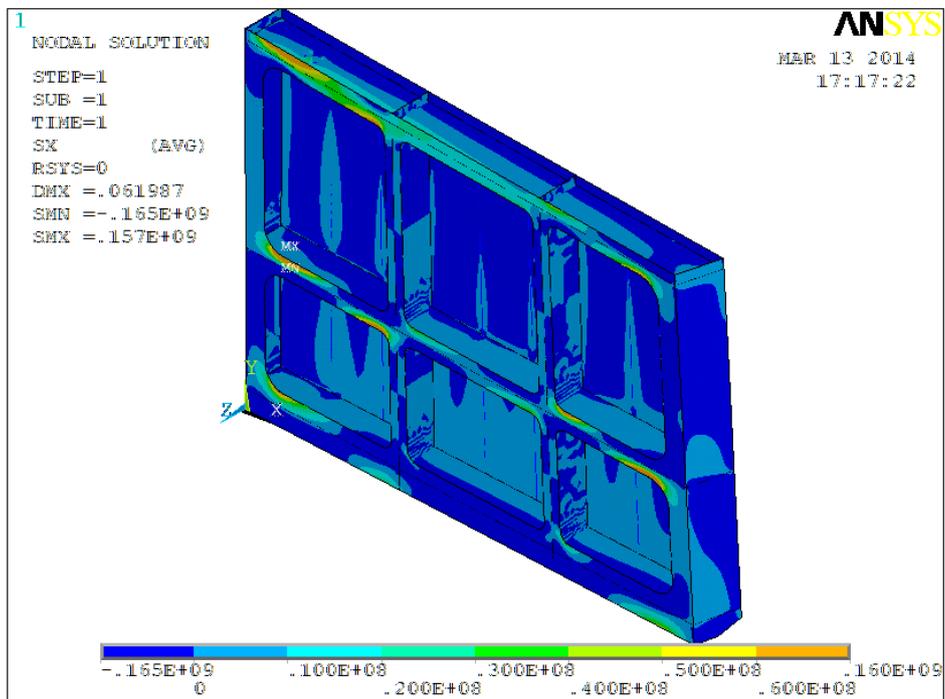


FIGURE 5.54 – Contraintes  $\sigma_x$  sous efforts de manœuvre

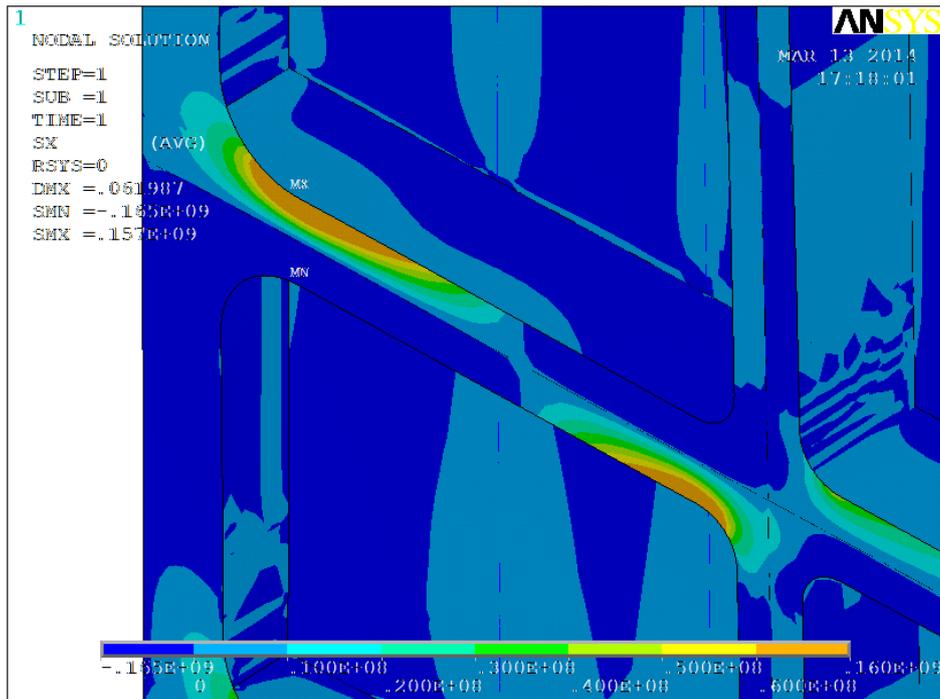


FIGURE 5.55 – Contraintes  $\sigma_x$  sous efforts de manœuvre (zoom sur la traverse intermédiaire)

#### 5.7.4 Conclusions intermédiaires

Le cas de chargement des manœuvres de la porte montre des pics de contrainte au droit de sections où les fissures ont été localisées (voir figure 4.10), comme le montrent les figures 5.48 et 5.49.

Le cas de chargement du frottement en base (figure 5.51) présente le même type de diagramme de contraintes que celui de l'ouverture normale (figure 5.48).

Nous allons donc effectuer une analyse à la fatigue de cette zone en prenant en compte les charges suivantes :

- Le poids propre ;
- Les efforts de manœuvre de la porte ;
- Les efforts de frottement en base.

Il est impossible de connaître cette force de frottement. Nous la considérerons donc comme unitaire et nous pourrions multiplier ses effets.

## 5.8 Usure d'appuis

Nous avons constaté que les appuis des heurtoirs sont usés. L'appui est donc décalé par rapport à sa position théorique.

Les bois d'étanchéité et les seuils sont eux parfaitement rectilignes et sont en contact lors de la mise en pression de la porte. Il n'y a donc pas d'effort parasite dû à une imperfection d'appui dans ce plan.

Nous allons dans cette section analyser l'impact des usures d'appui sur la structure.

Le modèle que nous allons utiliser ici est le modèle plaque initial, c'est-à-dire qui contient tous les appuis. En effet, nous allons considérer que les appuis  $\alpha_1$  et  $\beta_1$  peuvent être mal réglés et viennent en contact avec la porte. De plus, les usures de heurtoirs vont entraîner des déformations de la porte qui peuvent rétablir les contacts.

### 5.8.1 Effet sur les réactions d'appui des usures individuelles

Nous allons tout d'abord modéliser l'usure des appuis des heurtoirs les uns après les autres et analyser l'effet qu'ils ont sur la redistribution des efforts dans le reste de la structure.

Nous allons appliquer un déplacement d'appui de 10 mm selon la ligne d'action de la réaction à chaque appui de heurtoir et regarder les efforts qui passent dans ces mêmes appuis sous ce déplacement imposé. Les heurtoirs sur le poteau busqué sont notés  $\alpha_i$  et ceux du poteau tourillon  $\beta_i$  avec

- $i = 1$  au niveau de la traverse inférieure ;
- $i = 2$  au niveau de la traverse intermédiaire ;
- $i = 3$  au niveau de la traverse supérieure.

Les déplacements imposés sont indiqués aux figures 5.56a et 5.56b. Les charges de poids propre et de pression hydrostatique ne sont pas appliqués.

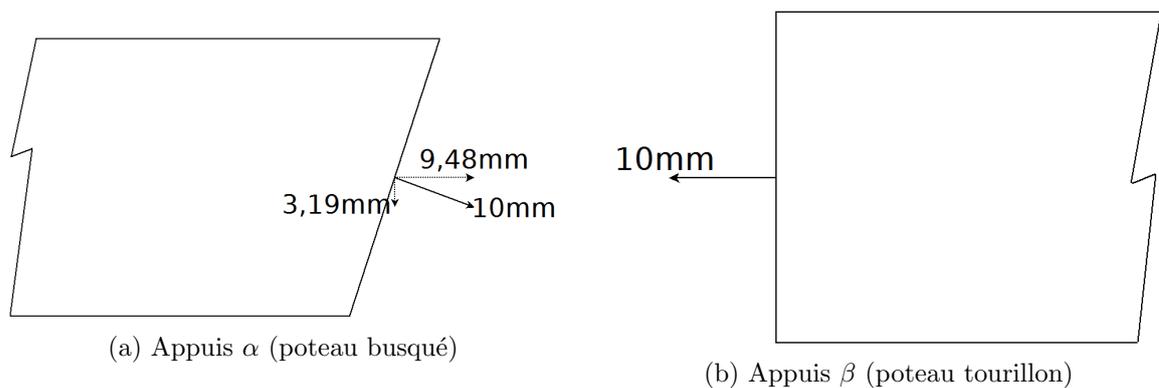


FIGURE 5.56 – Orientation des déplacements imposés aux appuis

Pour chaque décalage d'appui, on note les efforts dans tous les autres appuis. Les résultats sont donnés dans le tableau 5.11.

		Lieu où on observe l'effet					
		$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$
Lieu de l'action	$\alpha_1$	-2145,3	383,7	-156,5	-1364,0	-779,8	314,1
	$\alpha_2$	-383,7	-2063,2	828,0	-613,9	-322,7	124,4
	$\alpha_3$	-156,5	828,0	-355,5	253,6	113,4	-65,5
	$\beta_1$	-1363,1	-613,8	253,5,3	-2769,6	1880,6	-755,5
	$\beta_2$	-779,8	-322,4	113,3	1880,6	-4713,9	1890,0
	$\beta_3$	314,0	124,5	-65,5	-755,5	1890,0	-778,8

TABLEAU 5.11 – Efforts dans les heurtoirs pour des tassements d'appui de 10 mm [kN]

On constate que l'influence d'une usure de heurtoir implique une forte redistribution des efforts. En effet, nous avons calculé au tableau 5.5 que les réactions d'appuis étaient au maximum de 311,1 kN. La valeur maximale de l'influence d'une usure d'appui sur les réactions d'appui est elle de 4713,9 kN/cm.

Ces usures d'appuis ont donc une influence considérable sur le comportement de la structure.

### 5.8.2 Effets sur la porte de combinaisons d'usures

Dans ce second temps, nous allons regarder les effets d'usures de heurtoirs sur le comportement de la porte. La valeur exacte des usures n'est pas connue. Nous allons donc tout d'abord effectuer quelques hypothèses quant aux usures respectives de chaque heurtoir.

- Appui  $\beta_1$  :

On a constaté que cet appui est en traction d'après le modèle numérique. En pratique, cela signifie qu'il n'y a pas contact entre le heurtoir et son appui.

Afin d'avoir tout juste contact, il faudrait que le heurtoir dépasse sa position théorique de

$$0 = -73,8 + 2769,6 \cdot x$$

$$x \approx 0,03 \text{ cm}$$

Dans cette étude, nous allons analyser le comportement de la porte pour un appui qui dépasse de sa position théorique de 5 mm, valeur qui est bien supérieure aux 0,3 mm nécessaires pour avoir tout juste contact.

- Appui  $\beta_2$  :

Nous pouvons calculer l'usure à partir de laquelle il n'y a plus contact entre le heurtoir et son appui :

$$0 = 186,2 + 4713,9 \cdot x$$

$$x \approx -0,04 \text{ cm}$$

Après une usure de plus de 0,4 mm, il n'y a plus contact au niveau du heurtoir. Nous modéliserons la situation où l'appui  $\beta_2$  n'existe pas.

Nous modéliserons également le cas où l'appui dépasse sa position théorique de 5 *mm*.

- Appui  $\beta_3$  :

Le contact disparaît pour une usure de

$$0 = 311,1 + 778,8 \cdot x$$

$$x \approx -0,4 \text{ cm}$$

Nous modéliserons ici la situation où l'appui n'existe plus. Cette situation semble plausible dans la mesure où le béton situé derrière les zones d'appui des heurtoirs  $\beta_3$  est fortement dégradé et l'appui a reculé.

- Appui  $\alpha_1$

Comme nous l'avons constaté sur le modèle de base, cet appui est en traction, et donc physiquement n'est pas en contact avec l'autre vantail. Puisque chaque vantail s'appuie sur le seuil, il est impossible de rétablir le contact entre les appuis  $\alpha_1$  des deux vantaux.

- Appui  $\alpha_2$

Il n'y a plus contact au niveau de cet appui pour une usure de

$$0 = 216,9 + 2063,2 \cdot x$$

$$x \approx -0,1 \text{ cm}$$

Cette usure de 1 *mm* est tout à fait envisageable et pourrait même être supérieure à cette valeur si on considère un mauvais réglage des heurtoirs. Nous allons modéliser le cas où cet appui disparaît totalement.

- Appui  $\alpha_3$

Il n'y a plus contact au niveau de cet appui pour une usure de

$$0 = 252,9 + 355,5 \cdot x$$

$$x \approx -0,7 \text{ cm}$$

Cette usure de 7 *mm* est elle plutôt élevée car le réglage des portes busquées est souvent réalisé avec une grande précision. Nous allons toutefois modéliser le cas où cet appui disparaît totalement.

Les figures qui suivent représentent les contraintes de Von Mises dans la porte pour chaque cas envisagé.

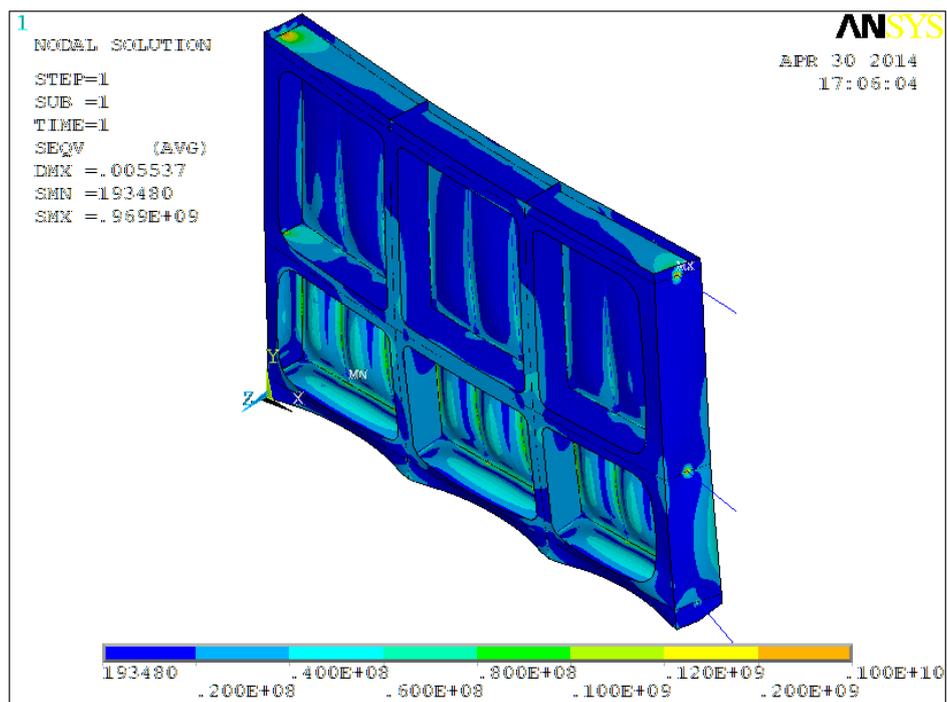


FIGURE 5.57 – Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui  $\beta_1$  est supprimé

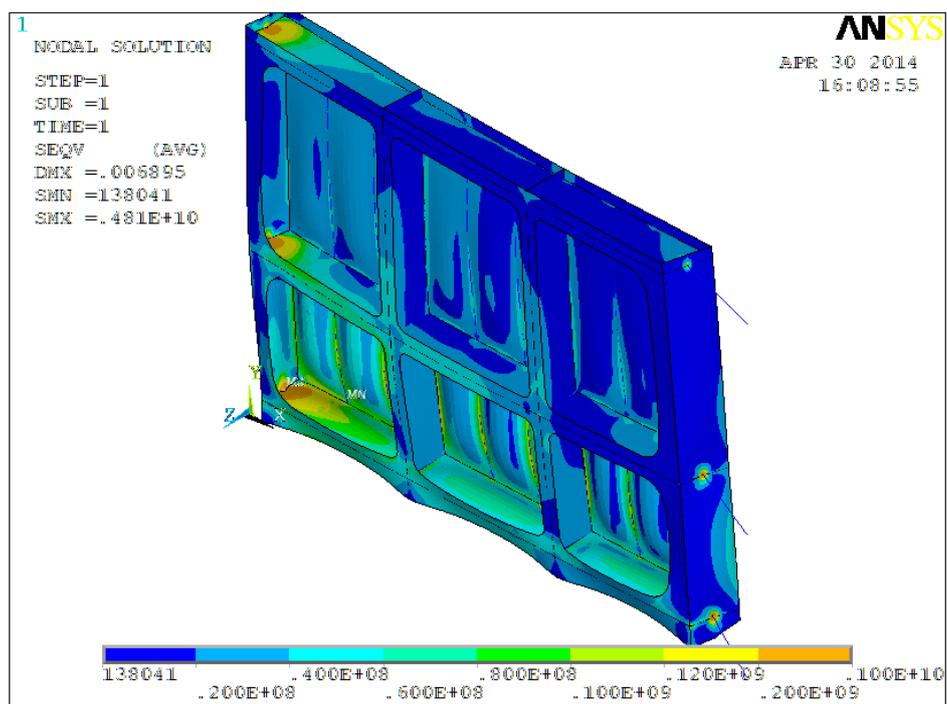


FIGURE 5.58 – Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui  $\beta_1$  dépasse de 5 mm

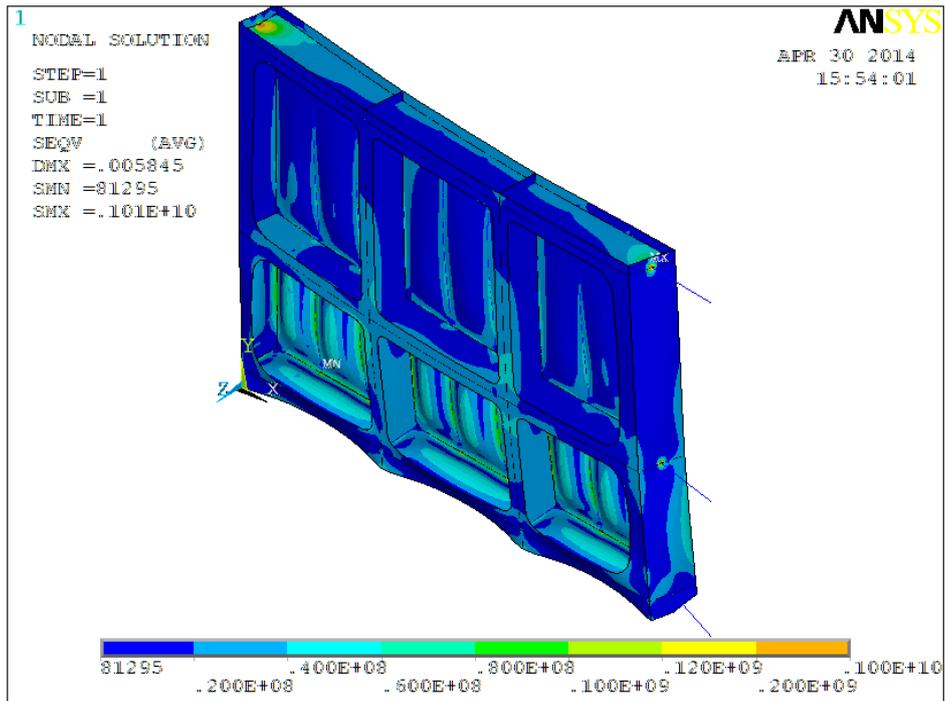


FIGURE 5.59 – Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui  $\beta_2$  est supprimé

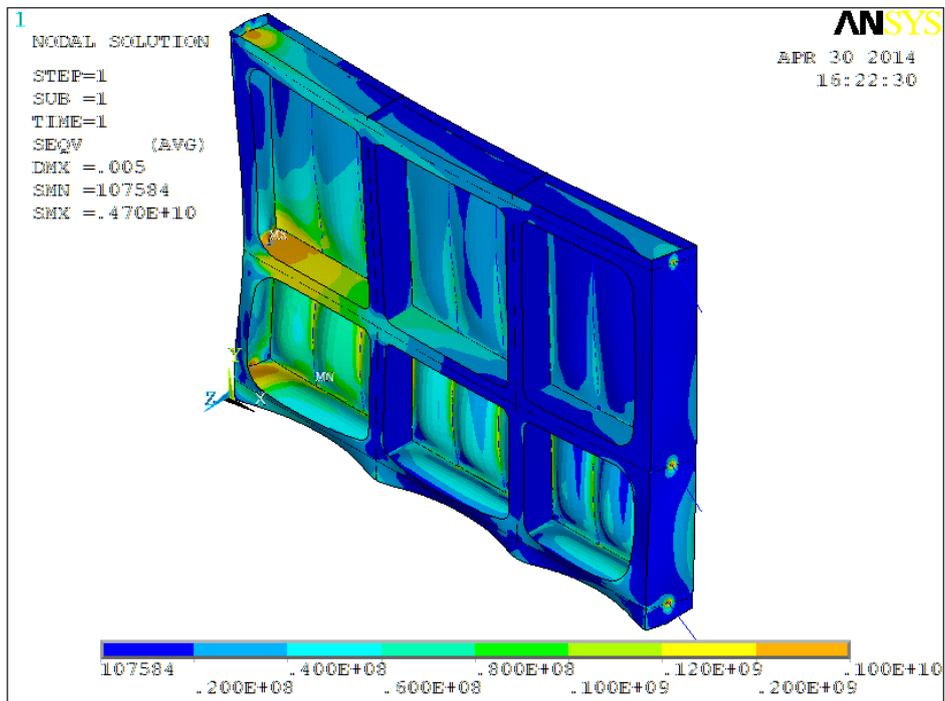


FIGURE 5.60 – Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui  $\beta_2$  dépasse de 5 mm

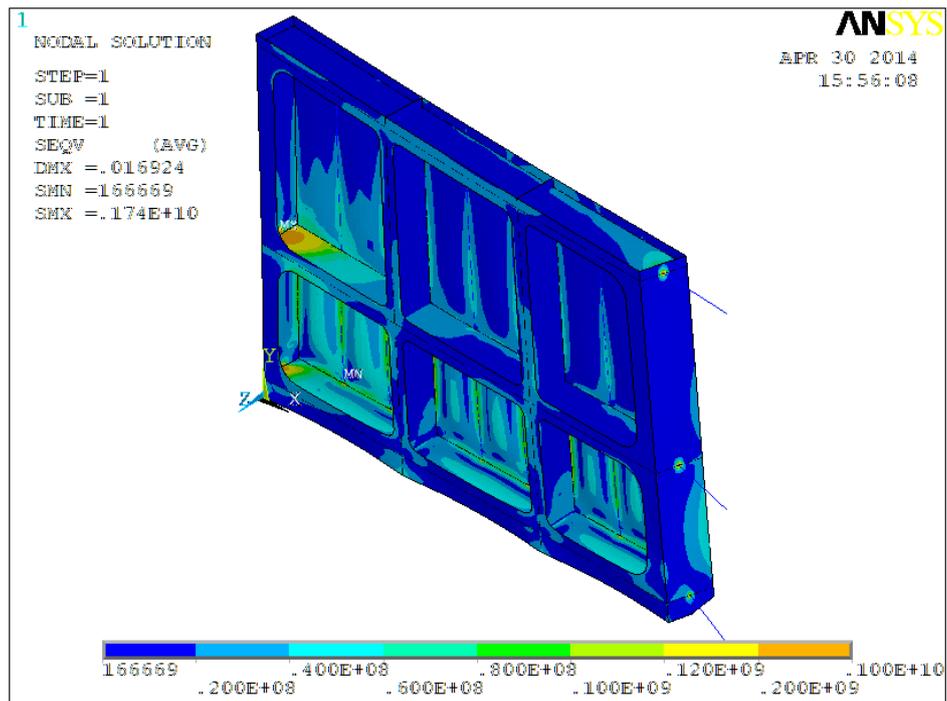


FIGURE 5.61 – Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui  $\beta_3$  est supprimé

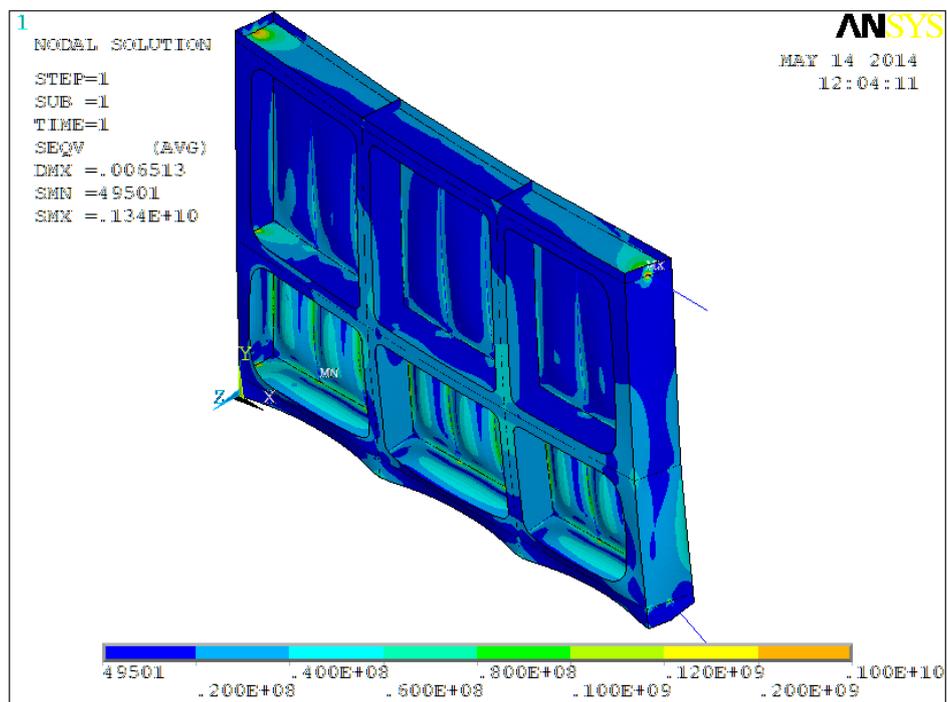


FIGURE 5.62 – Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui  $\alpha_2$  est supprimé

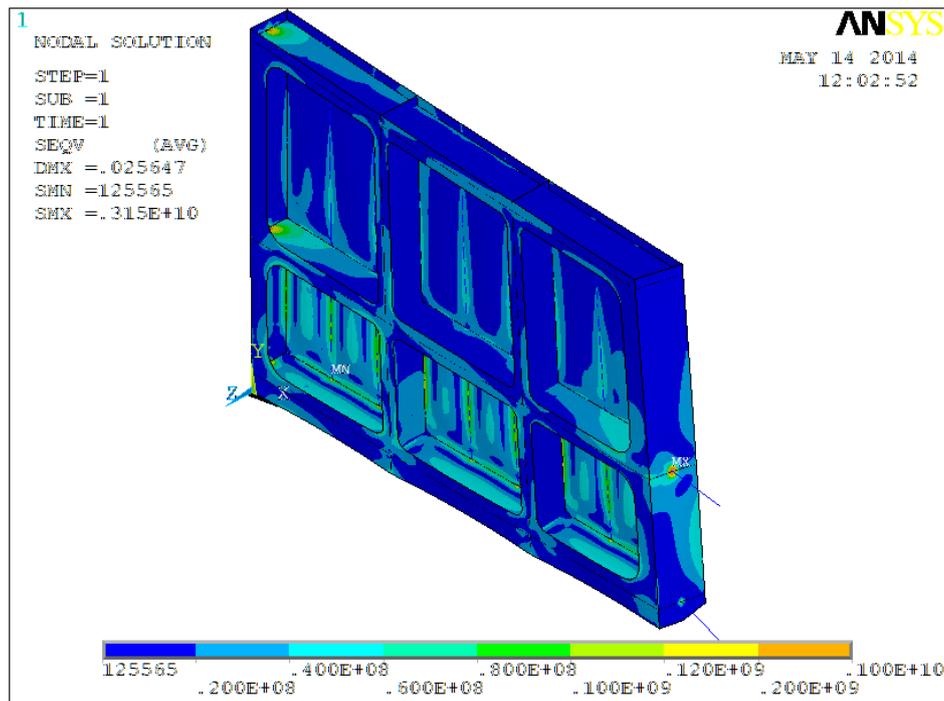


FIGURE 5.63 – Diagramme de Von Mises sous pression hydrostatique et poids propre lorsque l'appui  $\alpha_3$  est supprimé

On constate par cette analyse que les zones situées au droit des heurtoirs sont très sollicitées. Le fait d'observer des valeurs de contraintes très élevées derrière les heurtoirs s'explique en partie par le fait que les renforts locaux ne sont pas modélisés ici. Toutefois, il devra être prévu en fonction du cahier des charges du *SPW*.

Mises à part ces zones, les efforts dans la porte sont partout inférieurs à la limite élastique de l'acier. De plus, les pics de contrainte ne se situent pas du tout à l'endroit des fissures.

## 5.9 Analyse à la fatigue

Nous allons dans cette section effectuer une vérification de la résistance à la fatigue de la porte. La vérification se fait sous charges de service. Les charges ne seront donc pas pondérées.

### 5.9.1 Zones investiguées

Nous allons regarder avec détail le niveau de contraintes là où il est maximal. La figure 5.64 montre ces zones et indique la numérotation qui sera utilisée dans la suite de cette section.



FIGURE 5.64 – Localisation et numérotation des zones investiguées [Vercruysse]

Ces zones correspondent exactement à la localisation des fissures. Des soudures ont été réalisées à ces endroits pour effectuer la connexion entre les congés de raccordement et les plats des semelles.

### 5.9.2 Étude de la fatigue

Deux notions sont importantes dans le cadre de l'étude de la fatigue :

- L'amplitude de variation de contrainte ;
- Le nombre de cycles de variation de contraintes.

Dans les deux sections suivantes, nous allons décrire le nombre de cycles que subit la porte et donner l'amplitude de variation de contraintes aux points investigués.

#### Nombre de cycles

En moyenne, chaque ouvrage situé sur le Canal du Centre effectue 10 éclusages par jour. La navigation est, elle, autorisée du lundi au samedi et les dimanches entre avril et octobre, soit 340 jours par an.

La durée de vie d'une porte d'écluse est de 30 ans selon le cahier de charge. Toutefois, pour des raisons budgétaires, celle-ci est souvent allongée à 50 ans.

Ainsi, le nombre total de cycles sur la vie de la porte est de

$$Nb_{cycles} = 50 [ans] \times 340 [jours/an] \times 10 [eclusages/jour] \approx 170000 [cycles].$$

Après 25 ans, nous avons 85000 cycles.

### Variation de contraintes

Nous avons utilisé deux modèles afin de calculer les efforts dans la porte :

- Modèle poutre ;
- Modèle plaque.

Nous allons dans cette section exploiter les résultats des deux approches afin d'effectuer une vérification à la fatigue. Les conclusions obtenues pour chaque méthode seront finalement comparées.

La figure 5.65 [Veristar, 2006] donne la terminologie qui sera utilisée dans la suite de cette section. On y définit notamment la *hot spot stress* et la *notch stress*.

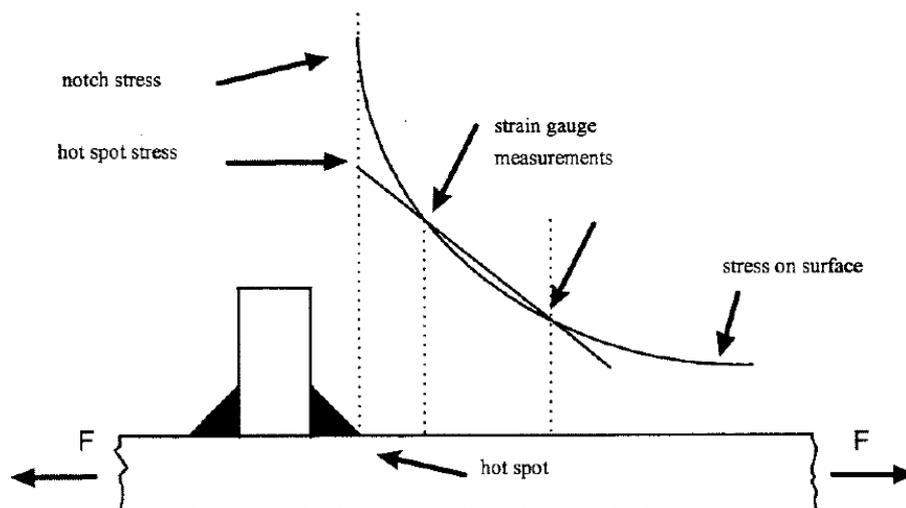


FIGURE 5.65 – Définition des contraintes [Veristar, 2006]

### 5.9.3 Méthode des contraintes nominales

#### 5.9.3.1 Méthodologie

Nous allons suivre dans cette section la méthodologie présente dans l'Eurocode 3 partie 1-9 [Eurocode, 2005].

Les courbes de fatigue qui y sont données demandent d'introduire les contraintes nominales, c'est-à-dire les contraintes suffisamment loin de la concentration de contraintes. Sur la figure 5.65, elles correspondent à ce qui est appelé *stress on surface*. En effet, les courbes données

prennent en compte les concentrations de contraintes dues à des modifications géométriques brusques ou à la présence du cordon de soudure.

Les contraintes nominales sont celles calculées avec le modèle éléments de poutres.

Ainsi, lors des manipulations de porte seule (pas de poids propre), la contrainte la plus élevée calculée est de  $50 \text{ Mpa}$ . Cette contrainte est la contrainte nominale. Toutefois, étant donné que la zone étudiée se situe au pied d'un congé de raccordement, il faut la multiplier par un coefficient de concentration de contrainte.

La littérature fournit des abaques pour déterminer ce coefficient de contraintes. La figure 5.66 [Drouin *et al.*, 1988] reprend l'abaque qui contient l'information recherchée.

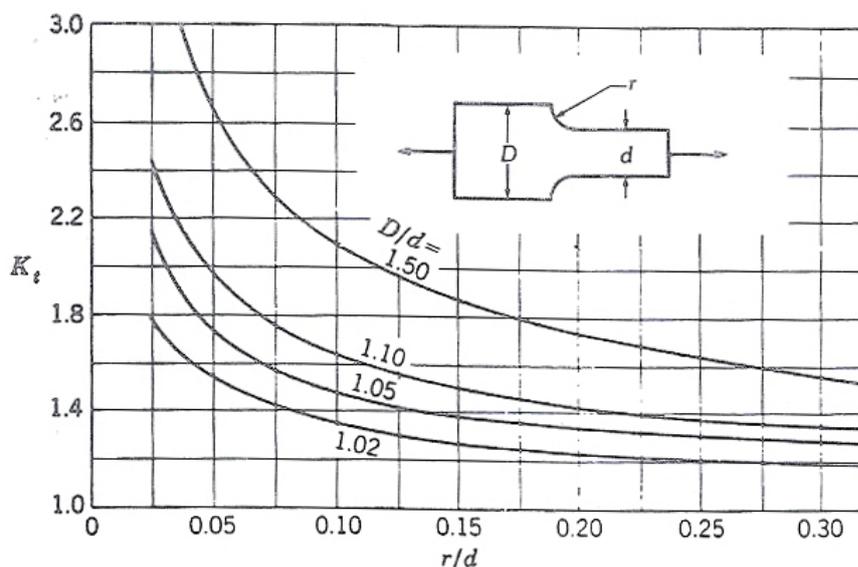


FIGURE 5.66 – Coefficient de concentration de contraintes pour une plaque rectangulaire avec épaulement soumise à une traction ou à une compression simple [Drouin *et al.*, 1988]

On a dans notre cas, à l'intersection du poteau tourillon et de la traverse intermédiaire,

- $D = 0,9 \text{ m}$
- $d = 0,3 \text{ m}$
- $r = 0,3 \text{ m}$

Ainsi, nous avons  $\frac{r}{d} = 1$  et  $\frac{D}{d} = 3$ . Ces données sortent de l'abaque (aucune source trouvée n'a fourni l'abaque pour de telles valeurs). Toutefois, au vu des formes des courbes, il semble raisonnable et sécuritaire de considérer comme coefficient de concentration de contraintes  $K_t = 2$ .

Ainsi, la contrainte à utiliser pour l'analyse à la fatigue est de  $\sigma = 2 \cdot 50 = 100 \text{ MPa}$ .

### 5.9.3.2 Détail de fatigue

L'Eurocode 3 partie 1-9 [Eurocode, 2005] nous indique d'utiliser une courbe de détail  $112 \text{ MPa}$  comme le montre l'extrait de la figure 5.67. Cette courbe de fatigue est donnée en bleu sur la figure 5.68.

Catégorie de détail	Détail constructif	Description	Exigences
112		<p><u>Sans latte de soudage :</u></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1) Raboutages transversaux de plats et de larges plats.</li> <li>2) Raboutages de semelles ou d'âmes avant reconstitution de poutres.</li> <li>3) Raboutages avec pleine pénétration de sections laminées, sans découpe en trou de souris.</li> <li>4) Raboutages transversaux de plats ou larges plats biseautés en largeur ou en épaisseur, avec une pente <math>\leq 1/4</math>.</li> </ol>	<p>Tous les cordons de soudure doivent être arasés par meulage parallèlement à la direction de la flèche.</p> <p>Appendices enlevés après soudage, angles de plats à araser par meulage parallèlement à la contrainte.</p> <p>Soudure des deux côtés, à vérifier par CND.</p> <p><u>Détail 3):</u> Uniquement pour profil laminé coupé et réassemblé.</p>

FIGURE 5.67 – Extrait du tableau 8.3 de l’Eurocode 3 - Partie 1-9 [Eurocode, 2005]

Les lignes rouge et verte correspondent respectivement à des utilisations de 25 et 50 ans avec les nombres de cycles évalués ci-dessus.

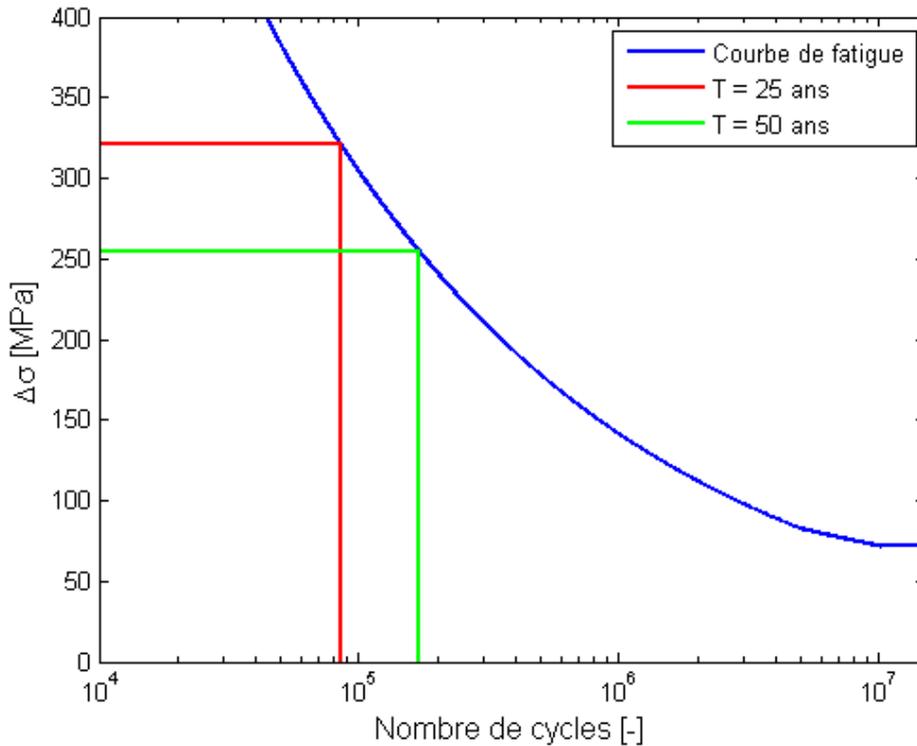


FIGURE 5.68 – Courbe de fatigue

On a sur cette courbe de fatigue

$$\Delta\sigma_{max} = 321 \text{ MPa pour } T = 25 \text{ ans;}$$

$$\Delta\sigma_{max} = 255 \text{ MPa pour } T = 50 \text{ ans;}$$

### 5.9.3.3 Vérifications à la fatigue

La section 7.2 de l'Eurocode 3 partie 1-9 [Eurocode, 2005] autorise à réduire l'étendue de contrainte en compression pour autant que le détail étudié ne soit pas soudé ou ait subi un traitement thermique de détensionnement.

Or, les fissures observées sont apparues au droit des cordons de soudures. Nous devons donc considérer l'étendue complète de contrainte dans la vérification.

La variation de contrainte dans les semelles des traverses est de  $\Delta\sigma = 2 \cdot 100 = 200 \text{ MPa}$ . Cette valeur est bien plus faible que la valeur de résistance, pour une durée de vie de 50 ans, donnée par la courbe de fatigue.

L'Eurocode nous demande également de vérifier la formule 8.1 :  $\Delta\sigma \leq 1,5 \times f_y$ .

Cette condition est bien vérifiée dans le cas le plus critique :

$$200 \leq 1,5 \cdot 235 = 352,5.$$

D'après ces deux vérifications, la durée de vie de la porte vis-à-vis de la résistance à la fatigue est supérieure à 50 ans.

## 5.9.4 Méthode des contraintes *notch stress*

### 5.9.4.1 Méthodologie

La vérification de la résistance de la porte selon la méthode de la contrainte *notch stress* va se faire selon la méthodologie recommandée par le *Bureau Veritas* [Veristar, 2006] [Veristar, 2011]. Le calcul des contraintes se fera lui d'après la méthodologie développée par l'institut international du soudage [Hobbacher, 2007].

Toutes les étapes de la vérifications seront développées par la suite.

### 5.9.4.2 Contraintes sous charges individuelles

La première étape à effectuer est de calculer les contraintes *hot spot* aux points investigués.

Le document [Hobbacher, 2007] nous recommande d'utiliser des éléments plaques à 8 nœuds dont la dimension maximale est égale à l'épaisseur de la tôle plus deux fois la dimension du cordon de soudure. Nous avons utilisé dans le modèle des éléments de  $0,01 \text{ m}$  d'épaisseur, à savoir l'épaisseur de la tôle des semelles.

L'obtention des contraintes *hot spot* se fait par interpolation en utilisant les contraintes calculées à  $0,5 \cdot t$  ( $\sigma_{0,5 \cdot t}$ ) et à  $1,5 \cdot t$  ( $\sigma_{1,5 \cdot t}$ ) où  $t$  est l'épaisseur de la tôle. On obtient

$$\sigma_{hs} = 1,5 \cdot \sigma_{0,5 \cdot t} - 0,5 \cdot \sigma_{1,5 \cdot t}.$$

Ceci est schématisé à la figure 5.69.

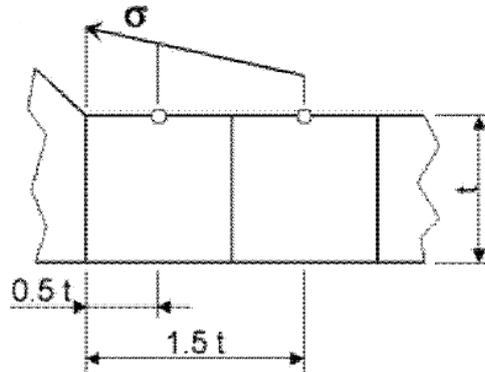


FIGURE 5.69 – Interpolation pour obtenir la contrainte *hot spot* [Hobbacher, 2007]

Nous allons appliquer sur la structure les charges individuelles de poids propre, de manipulation et de frottement en base (en considérant un effort de frottement de  $1 \text{ kN/m}$  appliquée en base de la porte sur toute sa largeur). Les appuis sont ceux de la porte ouverte.

Pour rappel, aucune charge n'est pondérée dans ce calcul.

Les contraintes *hot spot* aux 12 points étudiés sont données au tableau 5.12.

	PP (ouvert)	Fermeture	Ouverture	Frott. ferm.	Frott. ouv.
1	-48,8	-127,4	127,4	-44,5	45,5
2	51,2	133,4	-133,4	47,0	-48,1
3	-51,2	-137,9	137,9	-46,7	47,9
4	50,6	130,3	-130,3	47,1	-48
5	59,4	157,6	-157,6	54,1	-55,5
6	-53,7	-142,7	142,7	-49,8	50,8
7	-52,1	-151,2	151,2	-49,2	50,5
8	51,9	132,7	-132,7	47,6	-48,5
9	57,1	156,0	-156,0	52,6	-53,9
10	-59,7	-167,3	167,3	-56,9	58,0
11	51,7	145,1	-145,1	47,9	-48,9
12	-55,1	-148,4	148,4	-49,9	50,9

TABLEAU 5.12 – Contraintes normales aux fissures sous les cas de charges considérés aux points investigués [ $MPa$ ]

### 5.9.4.3 Résistance à la fatigue

La méthodologie utilisée est celle développée par le Bureau Veritas [Veristar, 2011]. Nous utiliserons ici également la même nomenclature.

La variation de contraintes au droit du cordon de soudure se note

$$\Delta\sigma_{N,ij} = K_{C,ij} \cdot \Delta\sigma_{N0,ij}$$

avec

- $\Delta\sigma_{N0,ij} = 0,7 \cdot K_F \cdot K_m \cdot \Delta\sigma_{N,ij}$  ;
- $\Delta\sigma_{N,ij}$  est la variation de contrainte *hot spot* calculée précédemment ;
- 0,7 est un facteur qui prend en compte le fait que les tôles sont laminées ;
- $K_F = \lambda \cdot \sqrt{\frac{\theta}{30}}$  est un facteur de fatigue au droit du cordon de soudure ;
- $\lambda$  est un facteur qui dépend de la configuration de la soudure ;
- $\theta \geq 30^\circ$  est l'angle moyen du pied de la soudure, pris égal à  $30^\circ$  pour une soudure bout à bout ;
- $K_m$  est un facteur de concentration de contrainte qui prend en compte des désalignements des éléments soudés ;
- $K_{C,ij} = \frac{0,4 \cdot R_{eH}}{\Delta\sigma_{N0,ij}} + 0,6$  avec  $0,8 \leq K_{C,ij} \leq 1$  ;
- $R_{eH}$  est la limite élastique de l'acier.

Le Bureau Veritas [Veristar, 2011] considère un coefficient  $\lambda = 2,4$  pour une soudure bout à bout dont la sollicitation est perpendiculaire à la soudure. On a donc

$$K_F = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{30}{30}} = 2,4.$$

Lors de l'inspection de la porte, aucun désalignement entre les éléments soudés n'a été remarqué. Nous allons donc considérer  $K_m = 1$ .

Nous allons faire la vérification de la résistance à la fatigue au point le plus sollicité et au point le moins sollicité, à savoir respectivement les points 10 et 1.

### Point 10

On a

$$\Delta\sigma_{G,ij} = 2 \cdot 167,3 = 334,6 \text{ MPa.}$$

Ensuite, on calcule

$$\Delta\sigma_{N0,ij} = 0,7 \cdot 2,4 \cdot 1 \cdot 334,6 = 548,0 \text{ MPa.}$$

On a

$$K_{C,ij} = \frac{0,4 \cdot 235}{548,0} + 0,6 = 0,77 < 0,8 \Rightarrow K_{C,ij} = 0,8.$$

La variation de contrainte à considérer vaut donc

$$\Delta\sigma_{N,ij} = K_{C,ij} \cdot \Delta\sigma_{N0,ij} = 0,8 \cdot 548,0 = 462,1 \text{ MPa.}$$

Cette contrainte doit être comparée avec la courbe de fatigue définie par l'équation

$$N = K_p \cdot \Delta\sigma_R^{-m} \tag{5.3}$$

où  $N$  est le nombre de cycles,  $\Delta\sigma_R$  est l'amplitude de contrainte et les paramètres  $K_p$  et  $m$  valent

$$\begin{aligned} m = 3 \quad K_p &= 5,802 \cdot 10^{12} && \text{pour } N \leq 10^7 \\ m = 5 \quad K_p &= 4,036 \cdot 10^{16} && \text{pour } N > 10^7 \end{aligned}$$

Dans le cadre d'une porte d'écluse dont on a évalué le nombre de cycles à 170000 sur sa durée de vie, nous sommes clairement dans une étude à la fatigue pour un nombre de cycles inférieur à  $10^7$ .

Connaissant l'amplitude des contraintes qui agissent sur le point 10, il est possible de calculer le nombre de cycles auquel il peut résister. On pose donc dans l'équation 5.3  $\Delta\sigma_R = \Delta\sigma_{N,ij}$  et on trouve

$$N_{max,pt10} = 63797,$$

ce qui correspond à une durée de vie de 19 ans si on considère 340 jours de fonctionnement par an et 10 éclusages par jour.

### Point 1

On a

$$\Delta\sigma_{G,ij} = 2 \cdot 127,4 = 254,8 \text{ MPa.}$$

Ensuite, on calcule

$$\Delta\sigma_{N0,ij} = 0,7 \cdot 2,4 \cdot 1 \cdot 254,8 = 428,1 \text{ MPa.}$$

On a

$$K_{C,ij} = \frac{0,4 \cdot 235}{428,1} + 0,6 = 0,82.$$

La variation de contrainte à considérer vaut donc

$$\Delta\sigma_{N,ij} = K_{C,ij} \cdot \Delta\sigma_{N0,ij} = 0,82 \cdot 428,1 = 350,8 \text{ MPa.}$$

Cette contrainte doit être comparée avec la courbe de fatigue définie par l'équation 5.3. On trouve

$$N_{max,pt1} = 134356$$

ce qui correspond à une durée de vie de 39,5 ans si on considère 340 jours de fonctionnement par an et 10 éclusages par jour.

#### 5.9.4.4 Étude de convergence du modèle éléments finis

Nous avons considéré des éléments dont la taille est de l'ordre de 0,01 m au niveau des 12 points étudiés. Afin de valider cette taille d'élément, nous avons effectué une étude de convergence

du maillage. Pour cela, nous avons effectué le calcul avec différentes tailles d'éléments et en notant la contrainte calculée.

Plus le maillage est fin, plus la contrainte calculée sera proche de la contrainte réelle sous les charges modélisées.

La figure 5.70 donne la contrainte calculée au point 10 en fonction de la taille du maillage.

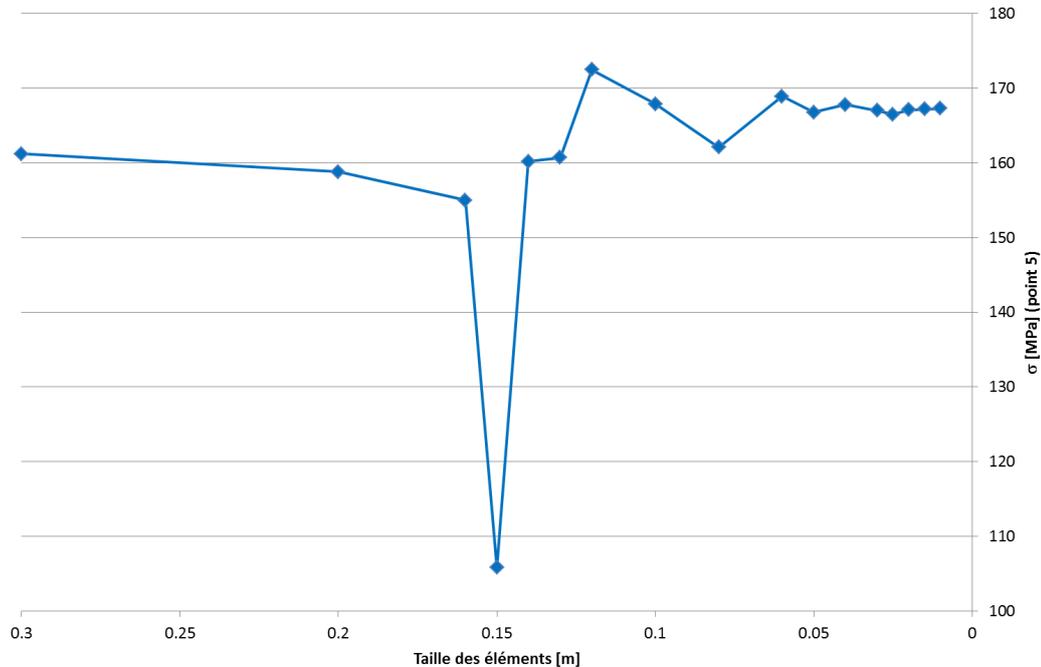


FIGURE 5.70 – Étude de convergence du modèle éléments finis pour le point 5

### 5.9.5 Comparaison des méthodes

Les analyses effectuées montrent l'importance des variations géométriques dues aux congés de raccordement entre les traverses et les aiguilles. En effet, le modèle en éléments plaque montre des pics de contrainte locaux au pied de ces congés. Or, ces effets ne peuvent pas être modélisés avec le modèle en éléments poutre.

Les contraintes suffisamment loin des congés de raccordement sont identiques selon les deux modèles.

On peut donc conclure de cette discussion que le modèle en éléments poutres est suffisant pour effectuer des vérifications à la fatigue sur une structure qui présente une géométrie régulière mais est totalement incapable de représenter correctement le comportement d'une structure plus complexe, telle la porte d'écluse étudiée.

## 5.10 Surélévation réelle

Nous avons constaté dans la section précédente que les problèmes de fatigue apparaissent suite aux efforts lors des manœuvres de la porte. Comme nous l'avons calculé à la section 5.4.3, 5 forces s'opposent à cette manipulation :

- Le frottement au pivot ;
- Le frottement au collier ;
- La force hydrodynamique ;
- La surélévation du niveau d'eau ;
- L'inertie.

Parmi celles-ci, la surélévation du niveau d'eau contribue de manière très dominante au moment appliqué sur la porte puisqu'elle intervient pour 93% (voir tableau 5.1). Or, il s'agit de la seule force qui ne découle pas d'une formule mais pour laquelle nous avons appliqué une valeur arbitraire disponible dans la littérature.

En effet, nous avons considéré jusqu'à présent que la surélévation du niveau d'eau lors des manœuvres de la porte était de 10 *cm*. Or, il est évident que cette valeur est fortement dépendante de la vitesse d'ouverture de la porte.

Dans cette section, nous allons affiner la valeur de cette surélévation d'eau afin de s'approcher au mieux de la valeur réelle.

Nous allons pour cela appliquer des formules disponibles dans la littérature et nous les comparerons avec des mesures effectuées sur le site de l'écluse de Havré.

### 5.10.1 Littérature

Il existe dans la littérature des formules qui permettent d'évaluer la surélévation du niveau de l'eau lors des manœuvres des portes.

Nous allons ici appliquer les formules mentionnées par A. LEJEUNE [Lejeune, 1973] et développées par J.P. JOSEPHUS JITTA en 1947.

La manœuvre de la porte est divisée en trois phases selon l'auteur.

#### **Période durant laquelle l'inertie de l'eau joue un rôle**

Cette première période correspond à la phase de mise en vitesse de la porte. Le terme d'accélération est donc non nul, mais la vitesse de la porte n'est pas la vitesse maximale de manœuvre.

Durant cette phase, on s'attend à observer des hauteurs d'eau relativement faibles par rapport au reste de la manœuvre.

De plus, selon l'auteur, cette première période est très courte (de l'ordre de 1 seconde) par rapport au temps total d'ouverture ou de fermeture, qui est de 50 secondes à Havré. Sur ce laps de temps, une dénivellation importante n'a pas la possibilité de se développer.

Sur base de ces commentaires, on peut donc supposer que la différence de hauteur d'eau lors de cette première phase est plus faible que pour les deux suivantes.

### **Période pendant laquelle la porte se meut au voisinage de la chambre et pendant laquelle l'inertie de l'eau n'intervient plus**

L'auteur propose la formule 5.4 qui permet de déterminer la valeur de la différence de niveau de part et d'autre de la porte :

$$\eta = \frac{S^2 \cdot V^2}{8 \cdot g \cdot m^2 \cdot f^2} \quad (5.4)$$

où

- $S = L \cdot H$  est la section mouillée de la porte ;
- $L = 7,19 \text{ m}$  est la largeur de la porte ;
- $H = 4,8 \text{ m}$  est la hauteur immergée de la porte ;
- $V$  est la vitesse tangente de la porte à son extrémité ;
- $g$  est l'accélération de la pesanteur, prise égale à  $9,81 \text{ m/s}^2$  ;
- $m = \frac{1}{\mu}$  ;
- $\mu^2$  est le coefficient de répartition de vitesses, dont la valeur recommandée par l'auteur est  $1,56$  ;
- $f$  est la section totale des ouvertures autour de la porte.

La vitesse tangentielle de la porte à son extrémité est égale à sa vitesse angulaire multipliée par sa largeur :

$$V = \omega \cdot L = 2,53 \cdot 10^{-2} \cdot 7,19 = 0,182 \text{ m/s}.$$

Calculons finalement la section totale des ouvertures. Puisque cette période correspond au moment où la porte est proche de sa chambre, nous calculons cette section lorsque la porte est complètement ouverte. On a alors :

- Du côté du poteau tourillon :

L'espace entre le bajoyer et le poteau tourillon est de  $0,37 \text{ m}$ . On a donc

$$f_1 = 0,37 \cdot 4,8 = 1,776 \text{ m}^2.$$

- Du côté du poteau busqué :

L'espace entre le bajoyer et le poteau busqué est de  $0,43 \text{ m}$ . On a donc

$$f_2 = 0,43 \cdot 4,8 = 2,064 \text{ m}^2.$$

- Sous la porte :

L'espace entre le seuil et la traverse est de  $0,205\text{ m}$ . On a donc

$$f_3 = 0,205 \cdot 7,19 = 1,474\text{ m}^2.$$

Finalement, l'espace total est de

$$f = \sum_i f_i = 5,316\text{ m}^2.$$

En appliquant la formule 5.4, on obtient comme différence de hauteur d'eau

$$\eta = \frac{7,19^2 \cdot 4,8^2 \cdot 0,182^2}{8 \cdot 9,81 \cdot \frac{1}{1,56} \cdot 5,316^2} = 0,028\text{ m} = 2,8\text{ cm}.$$

### Dernière période

Lorsque la porte est largement sortie de sa chambre, la formule 5.4 n'est plus valable puisqu'il est alors impossible de calculer la valeur de  $f$ . De plus, on observe des ondes dues aux manipulations de la porte qui interfèrent.

Il est donc difficile de déterminer une formule simple basée sur la mécanique des fluides.

Toutefois, l'auteur propose la formule

$$\eta = \frac{V \cdot H}{2 \cdot g}. \quad (5.5)$$

On obtient alors ici

$$\eta = \frac{0,182 \cdot 4,8}{2 \cdot 9,81} = 0,045\text{ m} = 4,5\text{ cm}.$$

Ainsi, suite à cette étude analytique, on peut donc estimer que la différence maximale de niveau d'eau de part et d'autre de la porte est de  $4,5\text{ cm}$ . Pour rappel, on considère habituellement que cette valeur est comprise entre  $5$  et  $10\text{ cm}$  pour une écluse en canal [Lejeune, 1973] [Dehousse, 1985].

#### 5.10.2 Mesures *in situ*

Afin de valider ces valeurs théoriques, nous nous sommes rendus à l'écluse de Havré pour effectuer des mesures *in situ*.

Nous avons placé sur un vantail de porte 4 échelles graduées, comme le montrent les photos 5.71 et 5.72.



FIGURE 5.71 – Échelles graduées du côté du bordé



FIGURE 5.72 – Échelles graduées du côté du grillage de poutres

Après le placement des échelles, nous avons regardé l'évolution du niveau du canal au cours du temps avec les portes arrêtées. Nous avons constaté que celui-ci est variable et évolue très vite puisque l'amplitude de variation du niveau que nous avons observée est de 30 *cm* avec une vitesse pouvant aller jusque 10 *cm* par minute.

Cette variation est montrée sur les figures 5.73a et 5.73b.



(a) Niveau du canal au début de l'ouverture



(b) Niveau du canal à la fin de l'ouverture

Ainsi, sur le temps d'ouverture qui est de 50 secondes, la cote est passée de 57 à 48 *cm* par rapport à l'échelle placée près du poteau busqué du côté des grilles de poutre, soit 9 *cm* de variation.

Nous avons effectué 3 cycles d'ouverture-fermeture sur le vantail droit (non-endommagé).

Les résultats obtenus sont difficilement interprétables. De plus, il est impossible de corréler les mesures effectuées lors de chaque manœuvre.

Pour certaines mesures, le résultat est conforme à ce qui est attendu, à savoir une surélévation du niveau de l'eau devant la porte et une diminution derrière celle-ci. Mais pour d'autres, le résultat était contraire.

Les tableaux 5.13 et 5.14 donnent les mesures effectuées sur les 4 échelles graduées respectivement pour les ouvertures et pour les fermetures du vantail droit de la porte amont. Pour chaque échelle, trois valeurs sont données. Elles correspondent au niveau relatif de l'eau par rapport au niveau initial au début, au milieu et à la fin de la manœuvre. Pour chaque mesure, le niveau initial correspond au point de référence de la mesure.

Bordé		Grille de poutres	
Poteau busqué	Mi-largeur	Poteau busqué	Mi-largeur
0/ + 8/ + 5	0/ + 8/ + 5	0/ - 5/ + 5	0/ - 4/ + 5
0/ + 8/ - 1	0/ + 6/ 0	0/ - 2/ 0	0/ - 2/ - 1
0/ + 2/ - 2	0/ + 2/ - 1	0/ - 4/ - 1	0/ - 2/ - 1

TABLEAU 5.13 – Mesures des niveaux d'eau durant les ouvertures de porte (vantail droit) - [début / mi-chemin / fin]

Bordé		Grille de poutres	
Poteau busqué	Mi-largeur	Poteau busqué	Mi-largeur
0/ - 8/ - 6	0/ - 8/ - 6	0/ - 5/ - 5	0/ - 3/ - 7
0/ - 6/ - 7	0/ - 6/ - 6	0/ + 2/ - 7	0/ + 3/ - 9
0/ + 8/ - 2	0/ + 8/ 0	0/ + 5/ 0	0/ + 5/ 0

TABLEAU 5.14 – Mesures des niveaux d'eau durant les fermetures de porte (vantail droit) - [début / mi-chemin / fin]

Devant ces résultats, nous ne pouvons pas tirer de conclusion quant à la valeur de la différence du niveau d'eau de part et d'autre de la porte lors de sa manœuvre. Cette valeur est fortement dépendante des ondes qui se propagent dans le canal.

Ces observations permettent toutefois de confirmer que l'hypothèse d'une différence de 10 *cm* est plausible.

## 5.11 Vrillage d'un vantail

### 5.11.1 Hypothèses

Comme nous l'avons mentionné dans la liste des dommages, le vantail gauche est vrillé. Lors de son installation, il ne présentait aucune déformation par rapport à sa position théorique. La déformation est donc apparue durant la vie de la structure.

Pour observer une déformation permanente, il est nécessaire que l'acier soit rentré dans le domaine plastique. Nous allons ici regarder quel effort est nécessaire pour atteindre la limite élastique dans la porte.

Pour rappel, seul un vantail est déformé et le déplacement est dirigé vers l'amont. Deux cas de charge peuvent expliquer la plastification :

- **Corps immergé ou flottant :**

Lors de l'ouverture, un corps peut s'être placé entre la porte et sa chambre. Le vérin se serait alors mis en charge, provoquant une augmentation des contraintes.

- **Vague d'éclusage importante :**

Des vagues d'éclusage de 50 *cm* ont déjà été enregistrées dans le bief situé entre les ascenseurs de Strépy-Thieu et Havré. L'hypothèse est d'avoir une différence de niveau d'eau de 50 *cm* de part et d'autre de la porte, ce qui aurait créé de grands efforts dans la porte.

### 5.11.2 Chargement maximal admissible

Nous avons constaté dans les sections 5.6 et 5.7 que les efforts en phase de manœuvre sont plus importants que lorsque la porte est fermée. Nous allons donc déterminer ici quel est le chargement maximal que la porte peut supporter avant d'atteindre la limite élastique.

La figure 5.49 indique qu'on arrive localement à la limite élastique de l'acier sous les charges d'ouverture de la porte, c'est-à-dire pour une différence de niveau d'eau de 10 *cm* de part et d'autre de la porte. Le couple appliqué a été calculé dans le tableau 5.1. On y a trouvé comme moment appliqué par rapport au poteau tourillon

$$M = 139,16 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Sachant que le bras de levier du vérin par rapport à l'axe du poteau tourillon vaut au maximum 2 *m*, l'effort maximal que l'on peut appliquer au vérin est de

$$F_{max,verin} = \frac{139,16}{2} = 69,58 \text{ kN}.$$

Or, la force du vérin est de 150 *kN*. Ainsi, s'il agit à sa force maximale pour vaincre par exemple la présence d'un corps entre la porte et le bajoyer, la porte est fortement plastifiée.

## 5.12 Comparaison des vantaux

Les deux vantaux de la porte amont sont géométriquement parfaitement identiques et sont réalisés avec le même matériau (acier *S235*). Or, le vantail de gauche est beaucoup plus endommagé que le vantail droit.

Nous allons donc ici discuter cette différence.

### 5.12.1 Déformation

Le vrillage d'un vantail semble dû à un excès de chargement sur la porte, comme nous en avons parlé à la section 5.11. Deux hypothèses ont alors été formulées :

- Corps immergé ou flottant situé entre le bajoyer et la porte lors de l'ouverture ;
- Vague d'éclusage importante, de l'ordre de 50 *cm*.

L'ouverture des deux vantaux de porte est simultanée. Toute vague d'éclusage devrait donc affecter les deux vantaux indifféremment. Cette hypothèse semble donc à rejeter.

La première hypothèse semble donc plus plausible. Il n'y a toutefois aucune trace visible du passage d'un corps qui aurait gêné l'ouverture de la porte. Celui-ci a été évacué avec les ondes dans le canal et par les manipulations successives des portes.

Finalement, les portes peuvent avoir été réalisées avec deux lots d'acier différents, tous deux de nuance *S235* mais dont la limite élastique réelle soit différente. Toutefois, cette hypothèse à elle seule ne permet pas d'expliquer la différence de comportement entre les deux vantaux.

### 5.12.2 Fissuration

La fissuration provient d'un sous-dimensionnement à la fatigue pour laquelle les variations de contraintes proviennent des charges lors des manipulations de la porte.

Ici encore, les deux vantaux devraient se comporter de la même façon. Or, le vantail gauche est bien plus endommagé que le droit. Cela provient d'un chargement plus important.

Ce chargement ne peut pas être celui qui a créé le vrillage, car cet effort a conduit à un pic de contrainte lors d'un seul cycle de la vie de la porte. Dans un problème de fatigue, le chargement doit être cyclique et les pics de contrainte doivent apparaître régulièrement.

Lors de la mise à sec de l'écluse, nous avons effectué des manipulations de la porte pour observer le comportement des deux vantaux. Nous avons constaté que les portes ne prennent pas la même position lorsqu'elles sont fermées.

Le vantail droit se place parfaitement par rapport au seuil en laissant un espace de 2 *mm* entre le seuil et le bois d'étanchéité sur toute sa largeur.

Par contre, lors de la fermeture du vantail gauche, le bois d'étanchéité rentre en contact avec le seuil avant la fermeture complète au niveau du poteau tourillon. Au droit du poteau busqué, il reste un espace de 30 *mm*.

Une vue des positions des deux vantaux est donnée à la figure 5.73. Les photos des deux poteaux tourillons sont aux figures 5.74a et 5.74b.



FIGURE 5.73 – Vue de la base du poteau busqué



(a) Vantaile droite



(b) Vantaile gauche

FIGURE 5.74 – Vue de la base des poteaux tourillon

D'après ces observations, le contact entre le bois d'étanchéité et le seuil sur le vantaile gauche crée des efforts supplémentaires, ce qui explique pourquoi il est plus endommagé que le droit.

Il est difficile d'estimer la valeur exacte de ces efforts car ils dépendent de la position exacte de la porte et du pivot.

De plus, l'usure des appuis de heurtoirs indique qu'il y a eu frottement entre ces deux éléments. De nouveau, il est difficile d'estimer la valeur de ce contact.

Lors de l'installation des nouvelles portes, il faudra être extrêmement vigilant quant au positionnement du pivot et du collier. de manière à ne pas avoir de frottement non désiré lors des manœuvres des portes.

### 5.13 Conclusions de l'étude

L'objectif de l'étude que nous venons d'effectuer visait à déterminer quel(s) étai(en)t le(s) cas de charge pouvant mener aux dommages de la porte amont, à savoir :

- La fissuration des vantaux ;
- Le vrillage d'un vantail ;
- L'usure des heurtoirs.

Pour l'usure des heurtoirs, puisqu'on observe des stries horizontales dans les appuis des heurtoirs, il ne peut s'agir que de frottement durant les phases de manœuvre de la porte.

Pour le vrillage et l'apparition des fissures, le cas de charge retenu apparaît lors des manipulations de la porte. Nous avons dans l'étude éliminé les cas de charges suivants :

- Pression hydrostatique sur la porte fermée ;
- Usure des heurtoirs ;
- Choc de bateau.

Pour le vrillage du vantail gauche, un corps flottant s'est certainement bloqué entre la porte et le bajoyer lors d'une ouverture, provoquant alors une augmentation de la pression dans le vérin et la plastification de certaines zones de la porte. C'est ce qui explique que seul un vantail soit vrillé.

La fissuration est elle due à un problème en fatigue lors des ouvertures et fermetures de la porte. Le fait qu'un vantail soit plus endommagé que l'autre est dû au fait qu'il existe sur ce vantail un frottement entre le bois d'étanchéité et le seuil lors des manœuvres de la porte.

Comme nous l'avons mentionné, le vantail vrillé est également le plus fissuré. Toutefois, l'étude effectuée n'a pas montré de lien entre ces deux éléments.

# Chapitre 6

## Nouvelle porte amont

### 6.1 Objectifs

La porte amont va être totalement remplacée, les deux vantaux sont déjà en construction. Il est nécessaire de modifier le design de la porte afin de ne plus avoir de fissuration par fatigue ni de plastification de la porte.

Nous l'avons noté, les points sensibles apparaissent au droit des congés de raccordement. Nous allons dans cette section discuter les modifications à apporter à la porte.

L'acier qui va être utilisé ici est un acier *S355*.

### 6.2 Épaisseur des semelles

#### 6.2.1 Contraintes

Nous allons ici changer l'épaisseur des semelles afin de diminuer la valeur de la contrainte qui agit aux 12 points critiques. Les positions des soudures restent identiques à celles de la porte existante.

Les tableaux 6.1 à 6.3 donnent les contraintes aux 12 points pour des épaisseurs de semelles de 12, 16 et 20 *mm*. Ces contraintes sont comparées avec les contraintes obtenues pour une épaisseur de 10 *mm* qui est l'épaisseur des semelles actuelles.

## Épaisseur de 12 mm

	Ouverture ( $e = 10 \text{ mm}$ )	Ouverture ( $e = 12 \text{ mm}$ )	Différence [%]
1	127,4	127,1	-0,2
2	-133,4	-133,1	-0,2
3	137,9	130,5	-5,4
4	-130,3	-123,2	-5,4
5	-154,5	-148,1	-4,1
6	142,7	135,7	-4,9
7	151,2	143,3	-5,2
8	-132,7	-124,9	-5,9
9	-152,9	-145,8	-4,6
10	167,3	160,0	-4,4
11	-142,5	-141,7	-0,6
12	148,9	147,6	-0,9

TABLEAU 6.1 – Comparaison des contraintes normales aux fissures sous les cas de charges considérés aux points investigués [ $MPa$ ] pour des épaisseurs de semelles de 10 et 12 mm

## Épaisseur de 16 mm

	Ouverture ( $e = 10 \text{ mm}$ )	Ouverture ( $e = 16 \text{ mm}$ )	Différence [%]
1	127,4	79,8	-37
2	-133,4	-83,4	-37
3	137,9	88,1	-36
4	-130,3	-82,4	-37
5	-154,5	-98,6	-36
6	142,7	90,6	-37
7	151,2	100,4	-34
8	-132,7	-86,2	-35
9	-152,9	-100,4	-34
10	167,3	109,9	-34
11	-142,5	-94,2	-33
12	148,9	98,0	-34

TABLEAU 6.2 – Comparaison des contraintes normales aux fissures sous les cas de charges considérés aux points investigués [ $MPa$ ] pour des épaisseurs de semelles de 10 et 16 mm

## Épaisseur de 20 mm

	Ouverture ( $e = 10 \text{ mm}$ )	Ouverture ( $e = 20 \text{ mm}$ )	Différence [%]
1	127,4	62,8	-51
2	-133,4	-65,9	-51
3	137,9	70,2	-49
4	-130,3	-65,5	-50
5	-154,5	-78,6	-49
6	142,7	72,2	-49
7	151,2	81,8	-46
8	-132,7	-69,5	-48
9	-152,9	-81,4	-48
10	167,3	89,2	-47
11	-142,5	-76,4	-46
12	148,9	79,4	-47

TABLEAU 6.3 – Comparaison des contraintes normales aux fissures sous les cas de charges considérés aux points investigués [ $MPa$ ] pour des épaisseurs de semelles de 10 et 20 mm

## Graphiquement

Les valeurs données aux trois tableaux précédents sont reportées sur la figure 6.1 pour tous les points investigués, et sur la figure 6.2 pour le point 10.

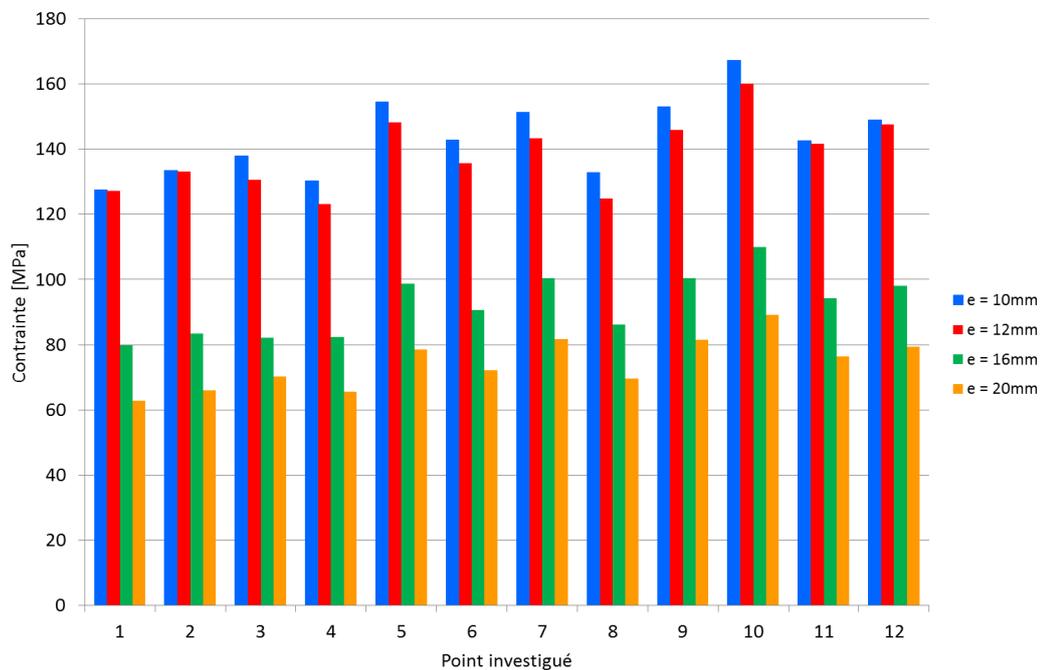


FIGURE 6.1 – Évolution de la contrainte aux 12 points investigués en fonction de l'épaisseur des semelles

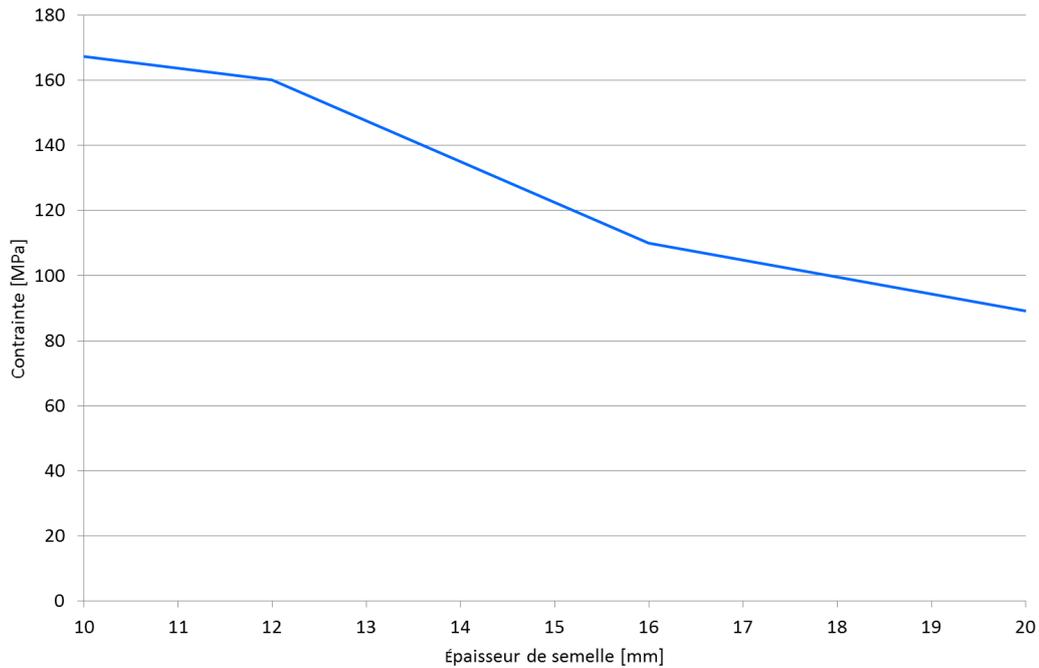


FIGURE 6.2 – Évolution de la contrainte au point 10 en fonction de l'épaisseur des semelles

## 6.2.2 Vérifications

### 6.2.2.1 Fatigue

#### Point 10

On a

$$\Delta\sigma_{G,ij} = 2 \cdot 89,2 = 178,4 \text{ MPa.}$$

Ensuite, on calcule

$$\Delta\sigma_{N0,ij} = 0,7 \cdot 2,4 \cdot 1 \cdot 178,9 = 299,7 \text{ MPa.}$$

On a

$$K_{C,ij} = \frac{0,4 \cdot 355}{299,7} + 0,6 = 1,074 > 1 \Rightarrow K_{C,ij} = 1.$$

La variation de contrainte à considérer vaut donc

$$\Delta\sigma_{N,ij} = K_{C,ij} \cdot \Delta\sigma_{N0,ij} = 1 \cdot 299,7 = 299,7 \text{ MPa.}$$

Cette contrainte doit être comparée avec la courbe de fatigue définie par l'équation 5.3.

Dans le cadre d'une porte d'écluse dont on a évalué le nombre de cycles à 170000 sur sa durée de vie, nous sommes clairement dans une étude à la fatigue pour un nombre de cycles inférieur à  $10^7$ .

Pour une durée de vie de 50 ans et si on considère 340 jours de fonctionnement par an et 10 éclusages par jour, on arrive à un nombre de cycles de  $N = 170000$ .

Ainsi, la variation de contrainte à laquelle le détail étudié peut résister est de

$$\Delta\sigma_{Rk} = 324,4 \text{ MPa.}$$

Le Bureau Veritas [Veristar, 2011] recommande de considérer un coefficient partiel de sécurité sur les résistances  $\gamma_R = 1,02$ . La variation de contrainte résistante de calcul est donc

$$\Delta\sigma_{Rd} = \frac{324,4}{1,02} = 318,0 \text{ MPa.}$$

On vérifie bien que

$$\Delta\sigma_{Rd} = 318,0 \text{ MPa} > \Delta\sigma_{N,ij} = 299,7 \text{ MPa.}$$

La vérification à la fatigue est donc assurée.

### 6.2.2.2 Plastification sous charge de manœuvre

Nous avons appliqué les charges de manœuvre sur la porte. Ces charges ont été pondérées de la manière suivante :

- Poids propre : 1,35
- Composante statique des efforts d'ouverture : 1,35
- Composante dynamique des efforts d'ouverture : 1,5

La composante statique des efforts d'ouverture correspondent à la surélévation des niveaux d'eau, à savoir une pression de  $1 \text{ kN/m}^2$ . La composante dynamique a, elle, été remplacée par une pression équivalente de  $\frac{1}{0,93} - 1 = 0,075 \text{ kN/m}^2$ .

Les contraintes de Von Mises sont visibles aux figures 6.3 et 6.4.

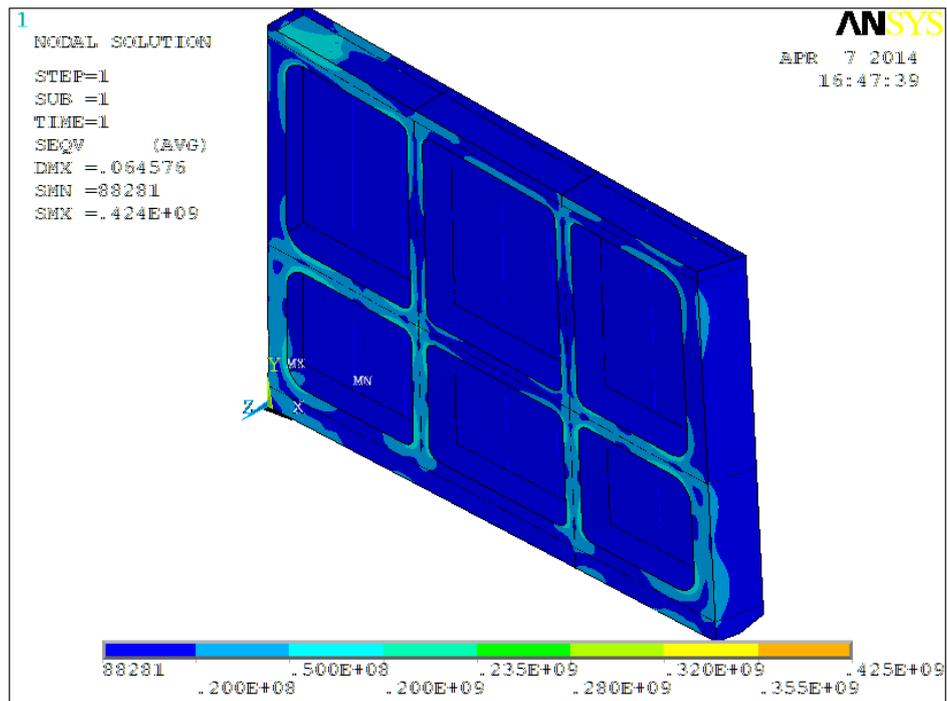


FIGURE 6.3 – Contrainte de Von Mises sous efforts de manoeuvre et poids propre avec porte ouverte ( $e = 20 \text{ mm}$ )

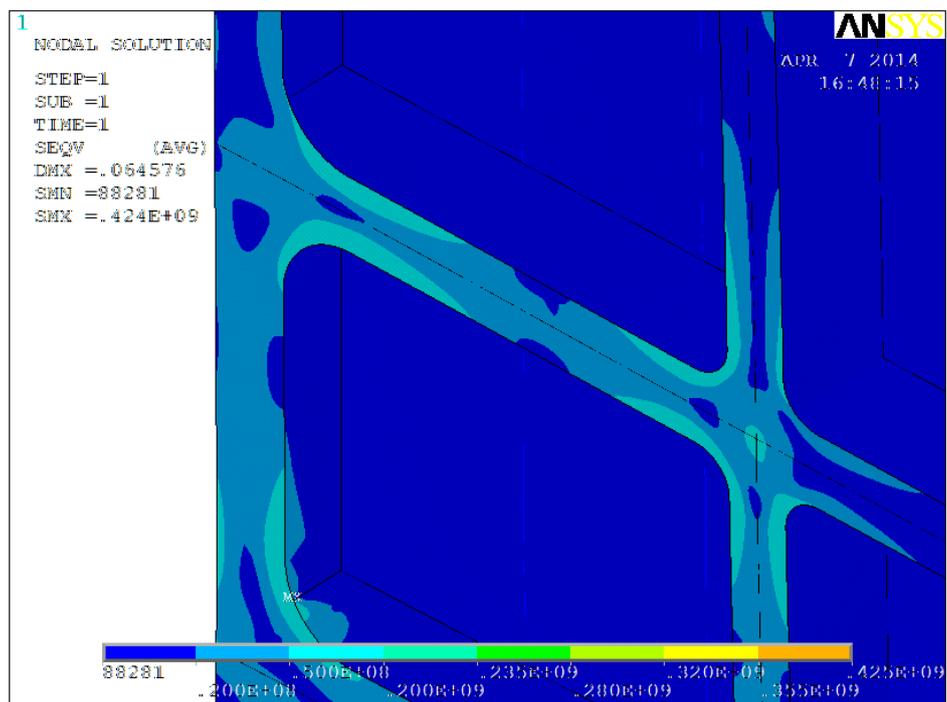


FIGURE 6.4 – Contrainte de Von Mises sous efforts de manoeuvre et poids propre avec porte ouverte au droit de congés ( $e = 20 \text{ mm}$ )

### 6.3 Modification des dimensions

Nous avons constaté que les pics de contrainte se situent au droit des congés de raccordement entre les traverses et les aiguilles. Nous allons donc modifier la géométrie afin de supprimer ces congés.

Des contraintes dimensionnelles doivent toutefois être respectées afin que la porte puisse toujours être installée au sein des réservations prévues.

- Nous devons conserver la hauteur du poteau tourillon afin d'assurer une bonne étanchéité ;
- Nous devons conserver la hauteur de la traverse inférieure afin d'assurer une bonne étanchéité.

Afin de conserver une bonne raideur, nous allons conserver la dimension des traverses et diminuer celles des aiguilles. Celles-ci vont passer d'une hauteur de  $600\text{ mm}$  à une hauteur de  $400\text{ mm}$ . La nouvelle géométrie est présentée à la figure 6.5 et un zoom sur la jonction entre traverses et aiguilles est donné à la figure 6.6.

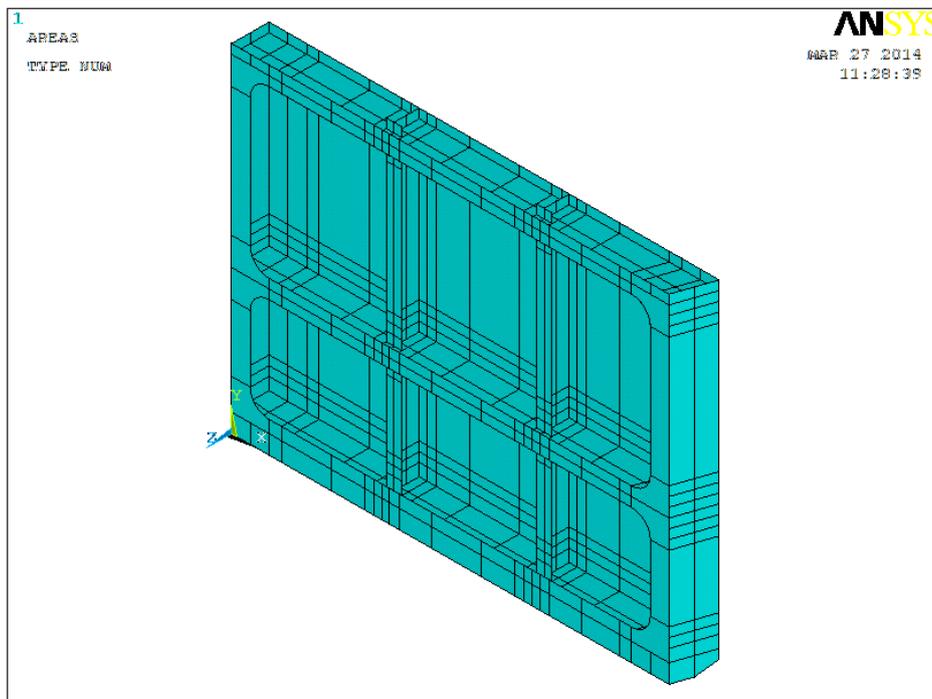


FIGURE 6.5 – Vue générale de la porte avec des aiguilles de  $400\text{ mm}$

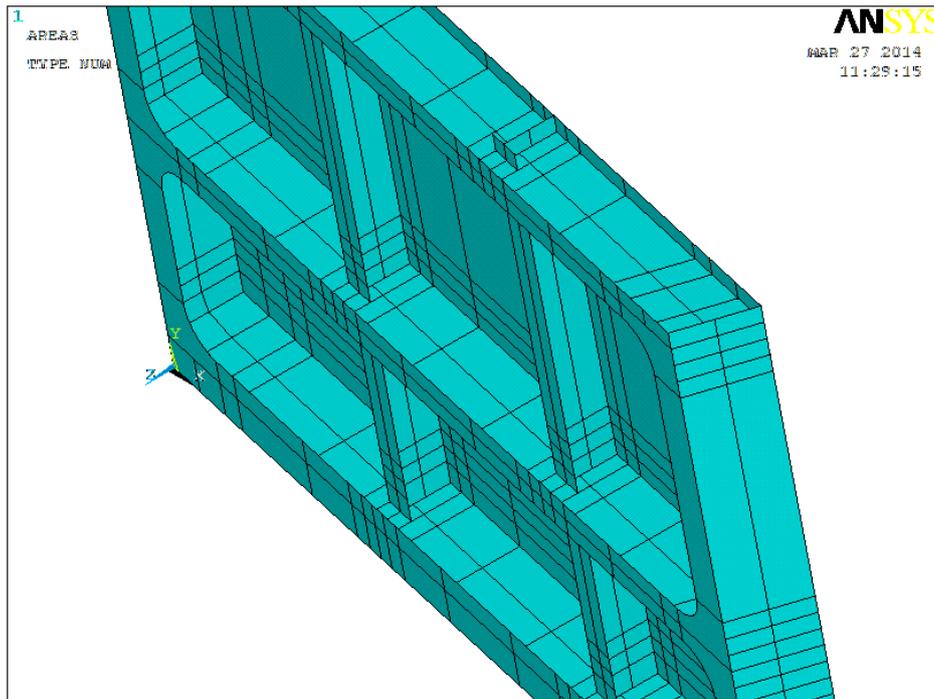


FIGURE 6.6 – Zoom sur les croisement traverses - aiguilles de la porte avec des aiguilles de 400 mm

Nous avons appliqué les charges d'ouverture et de pression hydrostatique sur la porte. Les résultats sont donnés ci-après.

Pression hydrostatique

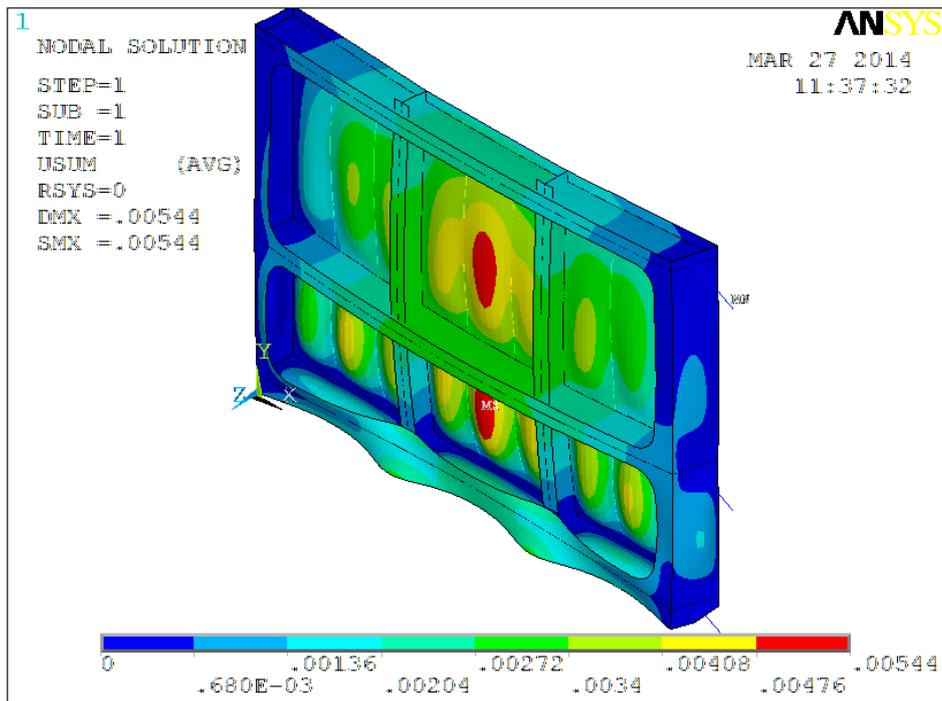


FIGURE 6.7 – Déformation sous pression hydrostatique de la porte avec des aiguilles de 400 mm

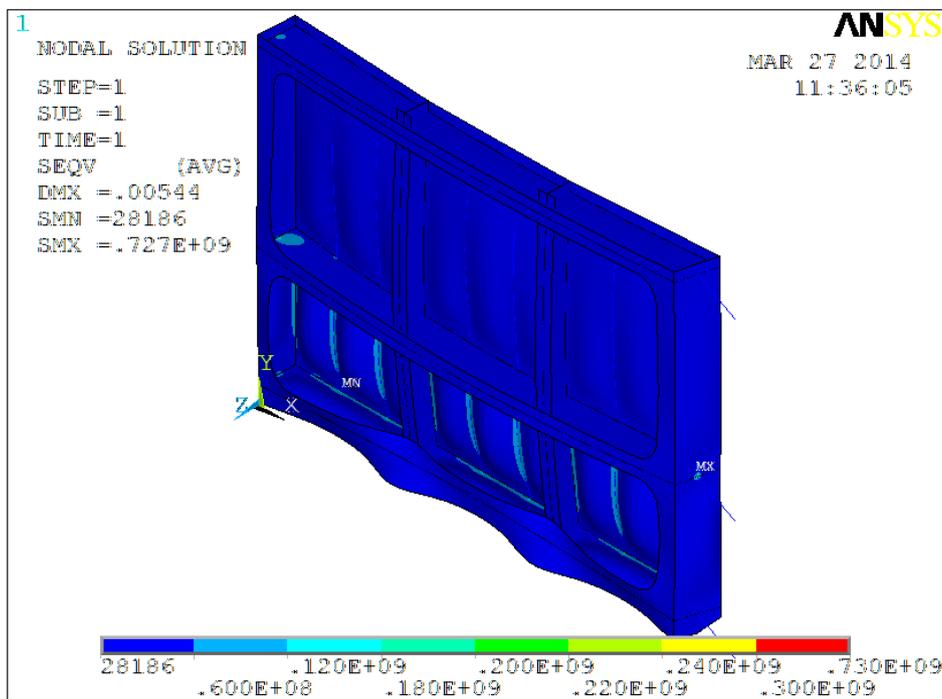


FIGURE 6.8 – Contraintes de Von Mises sous pression hydrostatique de la porte avec des aiguilles de 400 mm

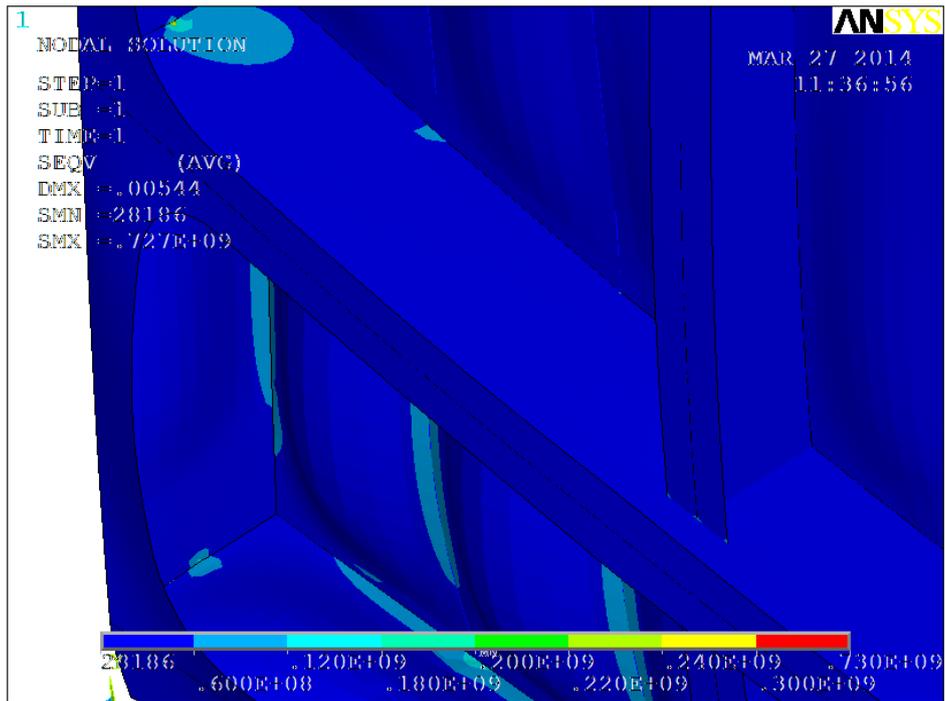


FIGURE 6.9 – Contraintes de Von Mises sur la traverse centrale sous pression hydrostatique de la porte avec des aiguilles de 400 mm

### Ouverture

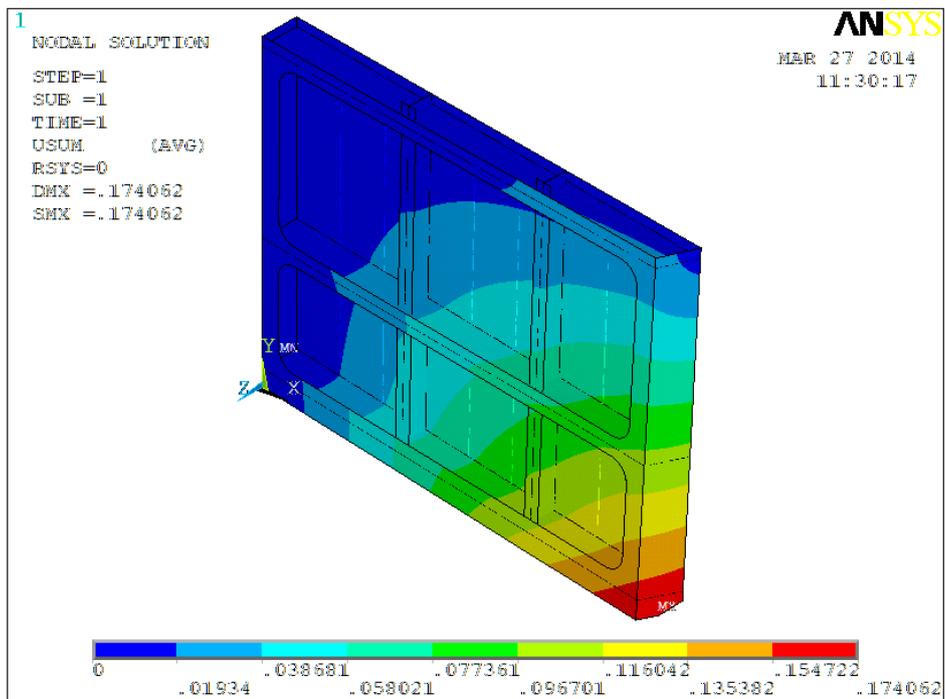


FIGURE 6.10 – Déformation sous charges d'ouverture de la porte avec des aiguilles de 400 mm

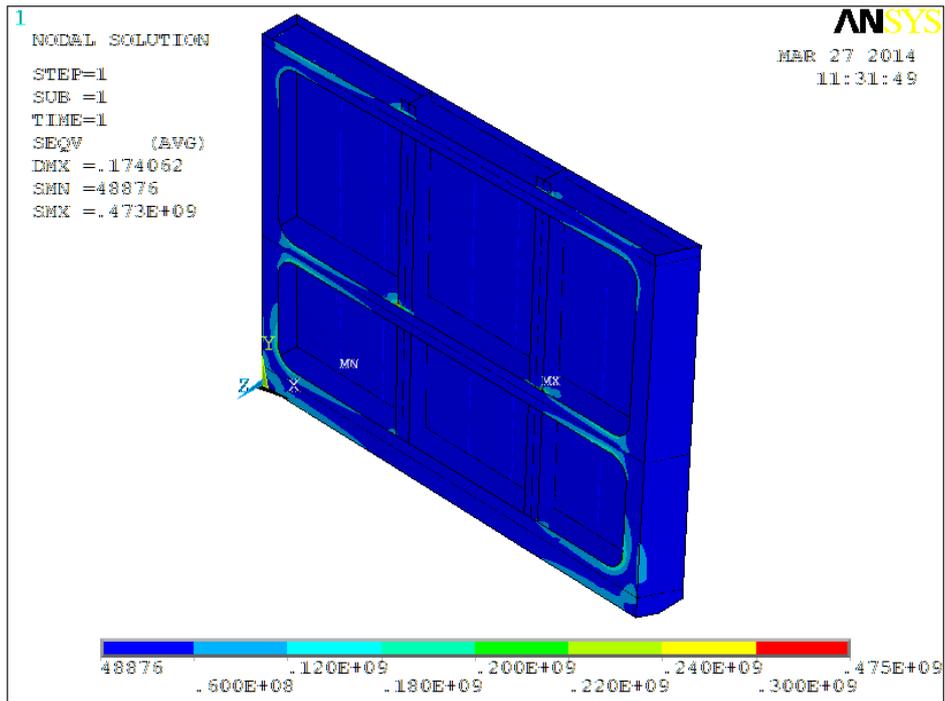


FIGURE 6.11 – Contraintes de Von Mises sous charges d'ouverture de la porte avec des aiguilles de 400 mm

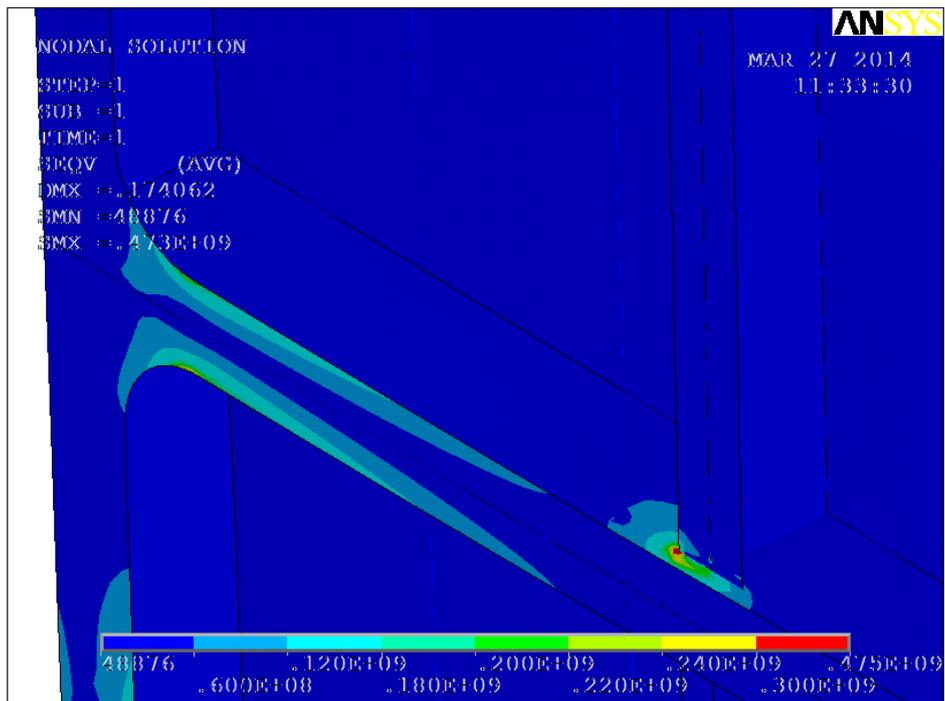


FIGURE 6.12 – Contraintes de Von Mises sur la traverse centrale sous charges d'ouverture de la porte avec des aiguilles de 400 mm

La résistance de la porte sous pression hydrostatique est suffisante.

Sous charges de manœuvre, par contre, la déformation est excessive puisqu'elle est de 17 *cm* contre 8 *cm* avec la structure actuelle. La déformation fait plus que doubler.

Cette proposition est donc écartée.

## 6.4 Position des soudures

Comme nous l'avons constaté, les soudures se situent là où nous observons les pics de contrainte. Or, les soudures jouent un rôle défavorable quant au comportement à la fatigue.

Nous allons donc vérifier le comportement de la porte à la fatigue en plaçant les soudures à 30 *cm* de leur position d'origine. La nouvelle localisation des soudures proposée est représentée sur la figure 6.13, avec en rouge la position des soudures actuelles et en jaune la localisation des nouvelles soudures.



FIGURE 6.13 – Localisation des anciennes soudures (en rouge) et des nouvelles (en jaune)  
[Vercruyssen]

Nous allons maintenant effectuer les vérifications à la fatigue.

### 6.4.1 Vérification au pied des congés de raccordement

Nous allons ici vérifier le pied de congé où la contrainte est la plus élevée, c'est-à-dire au point 10.

### 6.4.1.1 Calcul des contraintes

Nous allons dans cette section se baser sur la méthode *notch stress* décrite par le Bureau Veritas dans le document [Veristar, 2006].

Afin de calculer la contrainte cherchée, il faut placer une bielle dans l'axe de la contrainte dont la section est très faible, de manière à avoir une influence négligeable sur le comportement réel de la structure. La contrainte présente dans cette bielle correspond à la contrainte cherchée.

Nous avons fixé dans notre modèle la section de la bielle à  $10^{-19} \text{ m}^2$ , qui est la valeur la plus faible acceptée par le logiciel.

Ainsi, la *notch stress* est de  $162,2 \text{ MPa}$ .

### 6.4.1.2 Vérification à la fatigue

On a

$$\Delta\sigma_{G,ij} = 2 \cdot 162,0 = 324,0 \text{ MPa}.$$

Pour des éléments non soudés qui se trouvent sur le bord d'une tôle, on considère  $K_F = 1,4$ .

Ensuite, on calcule

$$\Delta\sigma_{N0,ij} = 0,7 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 324,0 = 317,5 \text{ MPa}.$$

On a

$$K_{C,ij} = \frac{0,4 \cdot 355}{317,5} + 0,6 = 1,047 > 1 \Rightarrow K_{C,ij} = 1.$$

La variation de contrainte à considérer vaut donc

$$\Delta\sigma_{N,ij} = K_{C,ij} \cdot \Delta\sigma_{N0,ij} = 1 \cdot 317,5 = 317,5 \text{ MPa}.$$

Cette contrainte doit être comparée avec la courbe de fatigue définie par l'équation 5.3.

Le nombre de cycles considéré est toujours de  $N = 170000$ .

Ainsi, la variation de contrainte à laquelle le détail étudié peut résister est de

$$\Delta\sigma_{Rk} = 324,4 \text{ MPa}.$$

Le Bureau Veritas [Veristar, 2011] recommande de considérer un coefficient partiel de sécurité sur les résistances  $\gamma_R = 1,02$ . La variation de contrainte résistante de calcul est donc

$$\Delta\sigma_{Rd} = \frac{324,4}{1,02} = 318,0 \text{ MPa}.$$

On vérifie bien que

$$\Delta\sigma_{Rd} = 318,0 \text{ MPa} > \Delta\sigma_{N,ij} = 317,5 \text{ MPa}.$$

La vérification à la fatigue est donc assurée au pied des congés de raccordement.

## 6.4.2 Vérification au droit des cordons de soudure

### 6.4.2.1 Calcul des contraintes

La méthodologie pour calculer les contraintes est identique à celle développée à la section 5.9.4.

### 6.4.2.2 Vérifications à la fatigue

#### Point 10

L'analyse nous donne comme contrainte *notch* normale au cordon de soudure  $\sigma_{G,ij} = 89,1 \text{ MPa}$ .

On a

$$\Delta\sigma_{G,ij} = 2 \cdot 89,1 = 178,2 \text{ MPa}.$$

Ensuite, on calcule

$$\Delta\sigma_{N0,ij} = 0,7 \cdot 2,4 \cdot 1 \cdot 178,2 = 299,4 \text{ MPa}.$$

On a

$$K_{C,ij} = \frac{0,4 \cdot 355}{299,4} + 0,6 = 1,074 > 1 \Rightarrow K_{C,ij} = 1.$$

La variation de contrainte à considérer vaut donc

$$\Delta\sigma_{N,ij} = K_{C,ij} \cdot \Delta\sigma_{N0,ij} = 1 \cdot 299,4 = 299,4 \text{ MPa}.$$

Cette contrainte doit être comparée avec la courbe de fatigue définie par l'équation 5.3.

Dans le cadre d'une porte d'écluse dont on a évalué le nombre de cycles à 170000 sur sa durée de vie, nous sommes clairement dans une étude à la fatigue pour un nombre de cycles inférieur à  $10^7$ .

Pour une durée de vie de 50 ans et si on considère 340 jours de fonctionnement par an et 10 éclusages par jour, on arrive à un nombre de cycles de  $N = 170000$ .

Ainsi, la variation de contrainte à laquelle le détail étudié peut résister est de

$$\Delta\sigma_{Rk} = 324,4 \text{ MPa}.$$

Le Bureau Veritas [Veristar, 2011] recommande de considérer un coefficient partiel de sécurité sur les résistances  $\gamma_R = 1,02$ . La variation de contrainte résistante de calcul est donc

$$\Delta\sigma_{Rd} = \frac{324,4}{1,02} = 318,0 \text{ MPa}.$$

On vérifie bien que

$$\Delta\sigma_{Rd} = 299,4 \text{ MPa} > \Delta\sigma_{N,ij} = 299,7 \text{ MPa}.$$

La vérification à la fatigue est donc assurée.

### Point 12

À cet endroit, la contrainte vaut également  $89,1 \text{ MPa}$ .

## 6.5 Renforts locaux

Nous avons jusqu'ici dimensionné la porte pour qu'elle puisse reprendre une différence de niveau d'eau de  $10 \text{ cm}$  de part et d'autre de celle-ci. Or, on peut observer des vagues plus importantes, de l'ordre de  $50 \text{ cm}$ , dans le tronçon de canal compris entre l'ascenseur de Strépy-Thieu et l'écluse de Havré.

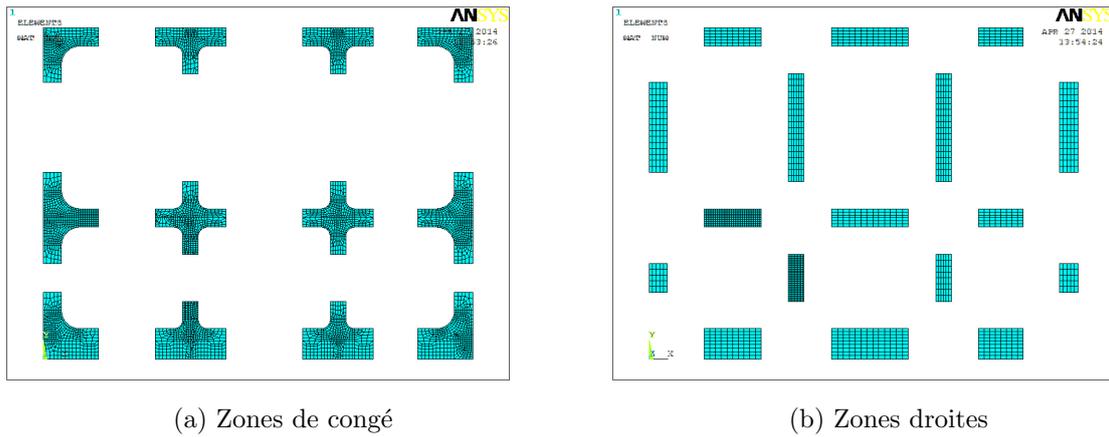
Nous allons donc ici effectuer plusieurs modélisations avec plusieurs épaisseurs de semelles. Pour chacune d'entre elles, nous calculerons la différence d'eau maximale que la porte peut reprendre.

Les critères de dimensionnement sont les suivants :

- Aucune plastification de la porte sous la différence d'eau maximale. Dans les modèles réalisés, les renforts des zones d'appuis ne sont pas modélisés. Ainsi, des zones de plastification au droit des appuis ponctuels sont acceptées. ;
- Pas de ruine à la fatigue sous des cycles de différences de niveau d'eau de  $10 \text{ cm}$  pour 170000 cycles.

Pour les deux critères, les charges ne sont pas pondérées.

Nous prévoyons d'effectuer des renforts locaux localisés au droit des congés de raccordement. Nous pourrions donc avoir des épaisseurs différentes sur les semelles, avec les zones de congé et les zones droites, tel que montré sur les figures 6.14a et 6.14b.



Nous jouons sur 5 paramètres pour évaluer la résistance de la porte.

- Épaisseur des zones de congé :  $e_1$  ;
- Épaisseur des zones droites :  $e_2$  ;
- Rayon de courbure des congés le long des poteaux :  $R_1$  (figure 6.14) ;
- Rayon de courbure des congés le long des aiguilles :  $R_2$  (figure 6.14) ;
- Distance entre les pieds des congés et les soudures :  $d$  (figure 6.14).

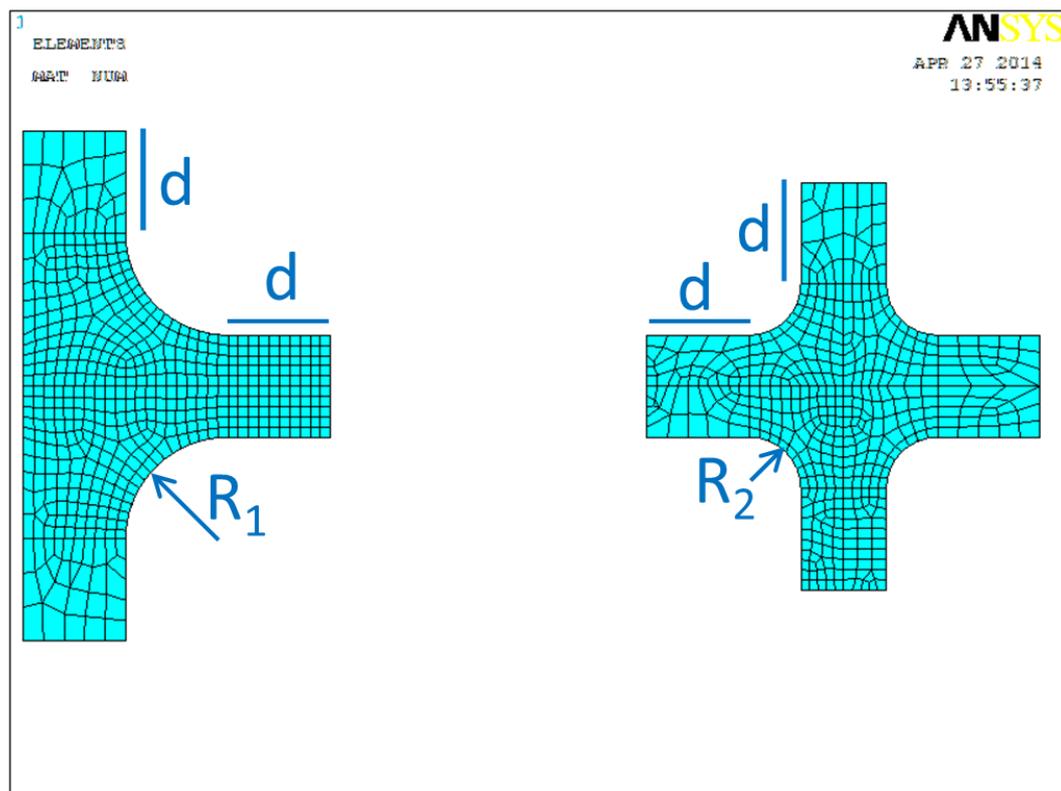


FIGURE 6.14 – Paramètres d'évaluation de la résistance de la porte

Les résultats de l'étude sont donnés au tableau 6.4. On y retrouve comme informations pour chaque configuration :

- La valeur maximale de la différence de niveau d'eau :  $\eta$  ;
- L'effort correspondant dans le vérin :  $F_v$  ;

- L'augmentation de poids par rapport à la porte actuelle :  $\Delta W$ .

Le tableau est divisé en deux géométries qui sont caractérisées par

- $R_1 = 0,3 \text{ m}$ ,  $R_2 = 0,15 \text{ m}$  et  $d = 0,3 \text{ m}$  ;
- $R_1 = 0,5 \text{ m}$ ,  $R_2 = 0,3 \text{ m}$  et  $d = 0,15 \text{ m}$ .

La première correspond à la géométrie de la porte actuelle. L'objectif de la seconde est de diminuer les pics de contrainte en augmentant les rayons de courbure des congés de raccordement.

Notons qu'il faut une vague de  $65 \text{ cm}$  pour passer au-dessus de la porte.

$e_1$ [mm]	$e_2$ [mm]	$R_1$ [m]	$R_2$ [m]	$d$ [m]	$\eta$ [m]	$F_v$ [kN]	$\Delta W$ [kg]
10	10	0,3	0,15	0,3	0,15	102,0	0
16	10	0,3	0,15	0,3	0,25	166,8	368
20	10	0,3	0,15	0,3	0,3	199,1	614
40	20	0,3	0,15	0,3	0,65	425,7	2265
10	10	0,5	0,3	0,15	0,21	140,9	40
16	10	0,5	0,3	0,15	0,34	225,0	408
20	12	0,5	0,3	0,15	0,42	276,8	738
32	20	0,5	0,3	0,15	0,65	425,7	1813

TABLEAU 6.4 – Résistance de la porte en fonction du renfort

La masse initiale de la porte est de 12 tonnes.

Les diagrammes des contraintes de Von Mises sont donnés en annexe D aux figures D.1 à D.8. De plus, la figure D.9 montre l'influence du changement d'épaisseur de tôle au niveau de la semelle d'une aiguille sur les contraintes de Von Mises.

# Chapitre 7

## Conclusion

### Conclusions spécifiques

L'écluse de Havré, située sur la Canal du Centre, comporte trois portes : à l'amont, intermédiaire et à l'aval (figure 3.3). Chacune d'entre elles a montré des dommages, que ce soit en termes de fissuration, de déformation permanente ou d'usure d'appui, comme nous l'avons listé dans le chapitre 4.

Un Bureau d'Études a effectué un travail d'expertise important sur les portes intermédiaire et aval tandis qu'une simple vérification a été menée sur la porte amont.

Le travail porte donc principalement sur l'étude de cette porte amont.

Les dommages qui y ont été observés sont des fissures, le vrillage d'un vantail ainsi que l'usure importante de certains appuis de heurtoirs. La résistance de cette porte amont telle qu'elle existe actuellement a été analysée dans le chapitre 5.

Nous avons réalisé deux modèles éléments finis de la porte, un où les traverses, aiguilles et raidisseurs sont modélisés par des éléments poutre, et le second où toute la porte est modélisée par des éléments plaque sauf les raidisseurs (modélisés par des éléments poutre). Nous avons modélisé plusieurs cas de charge sur ces modèles.

Lorsque la porte est fermée, elle est soumise à la pression hydrostatique qui agit sur son bordé, sous la traverse inférieure et sur le poteau tourillon ainsi qu'à son poids propre. Lors des phases de manœuvres, elle est soumise à des forces résistantes à son mouvement, dont la composante principale est due à la variation de niveau d'eau de part et d'autre de la porte, et à son poids propre.

Lorsque la porte est fermée, les zones les plus sollicitées de la structure ne sont pas situées aux endroits où les fissures ont été observées. De plus, le taux de travail de l'acier est relativement faible, puisque les contraintes de Von Mises maximales sont de l'ordre de 100 *MPa* alors que l'acier est de nuance *S235*.

Par contre, lors des phases d'ouverture et de fermeture de la porte, nous avons identifié des pics de contrainte dont la localisation correspond exactement aux positions des fissures. De plus, la valeur de ces contraintes est bien plus élevée, avec des contraintes de Von Mises de  $235 \text{ MPa}$  au droit des pics de contrainte.

Finalement, nous avons constaté que les usures d'appui influent très fort sur les réactions d'appuis lorsque la porte est fermée. Elles modifient également les contraintes dans la structure. Toutefois, aucun cas de charge réaliste d'usure d'appui n'a permis d'observer des pics de contrainte aux endroits où les fissures ont été localisées.

Nous avons comparé les résultats fournis par les deux modèles, le modèle en éléments plaque étant bien évidemment plus proche du comportement réel puisqu'il représente beaucoup plus fidèlement la structure réelle que le modèle poutre. Comme nous l'avons expliqué aux sections 5.6.3 et 5.7.3, il est très difficile de rendre compte du comportement de la porte avec le modèle poutre pour des raisons multiples. La première est le fait que les traverses, aiguilles et raidisseurs sont définis dans le modèle par une ligne située en leur centre de gravité. De ce fait, les réactions d'appuis sont placées au centre de gravité de la section et non à leur position réelle. Ensuite, il est très difficile d'évaluer la raideur en torsion de la porte, ce qui crée des problèmes de modélisation, principalement lors des manœuvres de la porte. Finalement, les discontinuités géométriques, telles que des congés de raccordement entre les aiguilles et les traverses ne peuvent pas être modélisées.

Suite aux résultats obtenus, nous avons déterminé que le cas de charge qui pouvait causer le vrillage d'un vantail et la fissuration est celui des manœuvres de la porte.

Les fissures de la porte indiquent qu'il s'agit d'une ruine par fatigue. De plus, les pics de contrainte observés sur la modélisation numérique et le fait que les fissures se présentent au droit de soudures complètent cette observation. En effet, les soudures sont des zones critiques pour les problèmes de fatigue.

Une étude à la fatigue (section 5.9) a été menée dans les zones où le modèle numérique donnait des pics de contrainte. L'amplitude des variations de contrainte a été calculée à l'aide d'un modèle avec des éléments finis de faibles dimensions, de l'ordre de l'épaisseur de la tôle, c'est-à-dire  $10 \text{ mm}$ . Sous les charges utilisées pour le dimensionnement, la durée de vie estimée de la porte est de 20 ans alors que celle-ci est en place depuis environ 40 ans.

La charge principale lors des manœuvres des portes provient de la variation de niveau d'eau de part et d'autre de la porte. Cette variation est prise égale à  $10 \text{ cm}$  dans la littérature, mais peut être plus élevée dans le Canal du Centre d'après le *SPW*. Nous avons effectué des mesures sur place afin de valider cette valeur de  $10 \text{ cm}$ . Les mesures nous ont permis de déterminer que la variation de hauteur d'eau de part et d'autre de la porte lors des manœuvres de la porte est différente à chaque manœuvre, mais qu'une valeur de  $10 \text{ cm}$  est plausible.

Nous avons ensuite évalué les charges nécessaires afin de plastifier la porte et donc la vriller. Puisque seul un vantail a subi ce dommage, l'explication la plus vraisemblable est de dire qu'un

corps s'est bloqué entre la porte et le bajoyer lors d'une ouverture. Le vérin aurait alors augmenté la charge appliquée sur la porte. Cette hypothèse ne peut toutefois pas être vérifiée car l'objet du blocage de la porte a été évacué par les éclusages successifs.

Le calcul montre que la porte commence à se plastifier pour des charges de manœuvre de service. Le vérin applique alors la moitié de sa force maximale. La porte est donc largement plastifiée si le vérin travaille à sa force maximale.

Finalement, nous avons discuté la différence d'endommagement des deux vantaux. En effet, un seul est vrillé, et celui-là est plus fissuré que l'autre. Nous avons montré que ces deux endommagements ne sont pas liés. En effet, le vrillage et dû à un corps bloqué lors d'une ouverture, tandis que la fissuration plus importante est, elle, due à un contact prématuré entre le bois d'étanchéité et le seuil.

L'usure d'appuis de heurtoirs est, elle, due à un mauvais réglage initial de la porte.

Le chapitre 6 porte, lui, sur des propositions de renforcement de la porte. Comme nous l'avons vu, les soudures ont été placées là où apparaissent les pics de contrainte. De plus, la plastification de la porte apparaît pour des charges de service et non pour des chargements exceptionnels.

Ainsi, plusieurs stratégies peuvent être adoptées pour assurer à la porte une durée de vie de 50 ans. Il s'agit de déplacer les soudures, de modifier les épaisseurs de tôles globalement ou localement ou encore de limiter l'amplitude des pics de contrainte en augmentant les rayons de courbure des congés de raccordement et donc en diminuant les variations géométriques. Une diminution des dimensions des aiguilles a également été proposée mais s'est avérée ne pas être une bonne solution car la déformation lors des manœuvres aurait été excessive.

À l'issue de ce travail, le *SPW* dispose de plusieurs propositions de renforcements. Il dispose d'informations suffisantes pour fixer le design de la nouvelle porte amont qui sera construite et placée dans les prochains mois.

## Recommandations

Dans le cadre de la suite du travail, il serait intéressant de réaliser la note de calcul complète du dimensionnement de la porte avec les nouvelles dimensions.

Par ailleurs, les zones qu'il faut renforcer localement (zones de dissipation derrière les heurtoirs, zone d'application du vérin, crapaudine, ...) n'ont pas été vérifiées ici. Pour cela, il est nécessaire de connaître le chargement maximal auquel la porte doit résister. Or, ce choix doit être posé par le *SPW* et n'a pas été réalisé durant la période de ce travail.

Finalement, une analyse comparative de plusieurs types de conceptions de portes busquées pourrait être menée. Tout comme sur les portes intermédiaire et aval, la diagonale peut jouer un rôle de reprise de la torsion lors des manœuvres de la porte et ainsi soulager le reste de la structure. Les dimensions des aiguilles et traverses jouent également un rôle sur la répartition des efforts.

À travers ce travail, nous avons constaté qu'il est nécessaire de réaliser un modèle en éléments plaque pour obtenir des résultats qui représentent correctement le comportement d'une porte busquée.

Les portes busquées sont un système de portes d'écluses couramment utilisées pour leur légèreté et la simplicité de leur schéma statique. Cette étude a toutefois montré l'importance capitale d'un réglage très précis de ce type d'ouvrage afin d'éviter tout effort parasite qui peut mener à sa ruine.

Finalement, nous avons constaté qu'une étude à la fatigue doit être effectuée pour chaque porte busquée. Les cas de charge de manœuvre peuvent être dimensionnants.

# Bibliographie

- [Brugeoise et Nivelles, 1971] BRUGEOISE et NIVELLES (1971). Ecluse d'Havré - Porte amont - Ensemble des crapaudines et heurtoirs - plan 19/27.
- [Dehousse, 1985] DEHOUSSE, N. M. (1985). Les écluses de navigation. *Laboratoire d'Hydrodynamique, d'Hydraulique Appliquée et de Constructions Hydrauliques de l'Université de Liège*.
- [Drouin et al., 1988] DROUIN, G., GOU, M., THIRY, P. et VINET, R. (1988). *Éléments de machines*. Presses internationales Polytechnique. 2e édition revue et augmentée.
- [Eurocode, 2005] EUROCODE (2005). *Eurocode 3 Calcul des structures en acier - Partie 1-9 : Fatigue*. Comité Européen de Normalisation.
- [Google, 2014] GOOGLE (2014). Maps. <https://maps.google.be/>.
- [Hobbacher, 2007] HOBACHER, A. (2007). Recommendations for fatigue design of welded joints and components. Rapport technique, International Institute of Welding.
- [Lejeune, 1973] LEJEUNE, A. (1973). Étude des efforts de manœuvre des portes busquées d'écluses. *Mémoires C.E.R.E.S.*, (N° 44):pages 5–8.
- [Massonet et Cescotto, 1994] MASSONET, C. et CESCOTTO, S. (1994). *Mécanique des matériaux*. de Boeck. 2e édition, 6e tirage 2009.
- [Sofico, 2014] SOFICO (2014). Le Canal du Centre. <http://www.sofico.org/fr/les-missionsles-grands-ouvrages/le-canal-du-centre>.
- [Veristar, 2006] VERISTAR (2006). *Fatigue strength of welded ship structures*.
- [Veristar, 2011] VERISTAR (2011). Rules for the classification of naval ships. Rapport technique, Bureau Veritas.
- [Wallonie, 2014] WALLONIE (2014). Tourisme fluvial - Ports de plaisance - Carte 3 : La Louvière. Direction générale opérationnelle de la Mobilité et des Voies hydrauliques, [http://voies-hydrauliques.wallonie.be/opencms/opencms/fr/promotion/plaisance/ports\\_plaisance/tour3/](http://voies-hydrauliques.wallonie.be/opencms/opencms/fr/promotion/plaisance/ports_plaisance/tour3/).

**Note :** Les photos non référencées dans ce rapport ont été réalisées par l'auteur. Les photos de M. Stéphane VERCRUYSSÉ ont été prises en 2005 et en 2011.

## Annexe A

# Charges de poids propre

Nous allons évaluer ici le poids propre d'un vantail de la porte. Pour rappel, chacun d'entre eux a pour dimensions :

- Hauteur : 5,445 m ;
- Largeur amont : 7,197 m ;
- Largeur aval : 6,996 m.

Le détail des calculs de poids propre est donné dans les tableaux suivants.

Ce même type de calcul a été effectué par le bureau Hardy. Au vu de la similitude de certains éléments entre la porte amont et la porte aval, certains développements sont extraits directement de cette note de calcul.

Élément	Dimensions [mm]	Masse unit. [kg]	Qtté	Masse tot. [kg]
Bordage amont	$5,445 \cdot 7,197 \cdot 0,01$	3076,2	1	3076,2
Semelles traverses 2-3	$0,3 \cdot 6,996 \cdot 0,01$	164,8	2	329,5
Semelle traverse inf	$0,5 \cdot 6,996 \cdot 0,01$	274,6	1	274,6
Ames traverses	$0,6 \cdot 7,097 \cdot 0,1$	323,1	3	969,3
Semelles aiguilles	$0,25 \cdot (5,445 - 1,1) \cdot 0,01$	85,3	2	170,5
Ames aiguilles	$0,6 \cdot 5,445 \cdot 0,01$	247,9	2	495,8
Semelles poteaux	$0,3 \cdot (5,445 - 1,1) \cdot 0,01$	102,3	2	204,6
Ames poteaux	$0,6 \cdot 5,445 \cdot 0,01$	247,9	2	495,8
Congés	$0,3^2 - \frac{\pi \cdot 0,3^2}{4}$	1,5	8	12,1
Congés	$0,15^2 - \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}$	0,4	16	6,1
Raidisseurs	$\frac{39,5}{2} \cdot 10^{-4} \cdot (5,445 - 0,15 - 0,3)$	77,4	6	464,6
Total				6499,3

TABLEAU A.1 – Poids propre de la structure acier de la porte

Élément	Dimensions [mm]	Masse unit. [kg]	Qtté	Masse tot. [kg]
Montants support	$upn\ 120/1400$	19	14	266
Contrev. vert. long.	60/60/6 · 1600	9	16	144
Contrev. vert. trans.	60/60/6 · 1400	8	8	64
Plinthe support vert.	$150 \cdot 10 \cdot 2 \cdot (7866 + 1000)$	209	1	209
Plinthe support horiz.	$50 \cdot 8 \cdot 2 \cdot (7866 + 1000)$	56	1	56
Traverse support	$80 \cdot 10 + 90 \cdot 10 + 150 \cdot 10$	25	7	175
Montants garde corps	70/70/8 · 1100	9	14	126
Lisses	$D20 \cdot 2 \cdot (7866 + 1000)$	44	2	88
Caillebotis	$(40 \cdot 40 \cdot 30) \cdot (1\ m^2)$	35	7,87	275
Total				1403,0

TABLEAU A.2 – Poids propre de la passerelle de service

Élément	Dimensions [mm]	Masse unit. [kg]	Qtté	Masse tot. [kg]
Renforts	$(350 + 550) \cdot 580 \cdot 20$	82,0	1	82,0
Goussets	$\frac{500 \cdot 325}{2}$	12,8	2	25,5
Crapaudine		730	1	730
Renforts	$280 \cdot 580 \cdot 20$	25,5	2	25,5
Goussets	$\frac{250 \cdot 115}{2}$	2,3	4	9,0
Surépaisseur tôle	$3000 \cdot 580 \cdot 20$	273,2	1	273,2
Raidisseur	$225 \cdot 2400 \cdot 20$	84,8	2	169,6
Renforts	$420 \cdot 580 \cdot 20$	38,2	1	38,2
Goussets	$\frac{300 \cdot 300}{2}$	7,1	4	28,3
Heurtoir type I		115	1	115
Heurtoir type III		175	1	175
Total				1674,2

TABLEAU A.3 – Poids propre des renforts au poteau tourillon

Élément	Dimensions [mm]	Masse unit. [kg]	Qtté	Masse tot. [kg]
Renforts	$280 \cdot 580 \cdot 20$	25,5	2	51,0
Renforts	$420 \cdot 580 \cdot 20$	38,2	1	38,2
Goussets	$\frac{250 \cdot 115}{2}$	2,3	12	27,1
Heurtoirs type II		12	3	36
Latte étanchéité	$90 \cdot 5445 \cdot 20$	76,9	1	76,9
Goussets latte	$75 \cdot 75 \cdot 10$	0,4	12	5,3
Total				229,3

TABLEAU A.4 – Poids propre des renforts au poteau busqué

Élément	Dimensions [mm]	Masse unit. [kg]	Qtté	Masse tot. [kg]
Tôle horiz. sup.	1705 · 680 · 40	364	1	364
Tôle horiz. soudée	1705 · 620 · 40	332	1	332
Hanches vert. ext.	1475 · 640 · 30	223	1	223
	910 · 640 · 30	137	1	137
Rondelles	D430/10	11	1	11
	D300/10	6	1	6
Support articulation		172	1	172
Collier		185	1	185
Coussinet bronze	D218/193//180	5	1	5
Axes	D193 + levage + clame	153	1	153
	D150 + levage + clame	52	1	52
Total				1640,0

TABLEAU A.5 – Poids propre de la zone collier

Élément	Dimensions [mm]	Masse unit. [kg]	Qtté	Masse tot. [kg]
Bois	250 · 150 · (2 · 5445 + 6996)	542,6	1	542,6

TABLEAU A.6 – Poids propre des bois d'étanchéité

Ainsi, la masse totale d'un vantail est de 11988,4 kg.

# Annexe B

## Propriétés mécaniques

Raidisseurs		Aiguilles		Traverses	
dy [mm]	800	dx [mm]	2400	dy [mm]	2975
l/b	3	l/b	1.239583333	l/b	2.420168067
b'/b	0.33 courbe 4	b'/b	0.12 courbe 3/4	b'/b	0.65 courbe 1/2
<b>Tôle</b>		<b>Tôle</b>		<b>Tôle</b>	
l [mm]	264	l [mm]	288	l [mm]	1336
e [mm]	10	e [mm]	10	e [mm]	10
d [mm]	5	d [mm]	5	d [mm]	5
I <sub>p</sub> [mm <sup>4</sup> ]	22000	I <sub>p</sub> [mm <sup>4</sup> ]	24000	I <sub>p</sub> [mm <sup>4</sup> ]	111333.3333
<b>Ame</b>		<b>Ame</b>		<b>Ame</b>	
l [mm]	100	l [mm]	580	l [mm]	580
e [mm]	10	e [mm]	10	e [mm]	10
d [mm]	60	d [mm]	300	d [mm]	300
I <sub>p</sub> [mm <sup>4</sup> ]	833333.3333	I <sub>p</sub> [mm <sup>4</sup> ]	162593333.3	I <sub>p</sub> [mm <sup>4</sup> ]	162593333.3
<b>Semelle</b>		<b>Semelle</b>		<b>Semelle</b>	
l [mm]	98	l [mm]	250	l [mm]	300
e [mm]	10	e [mm]	10	e [mm]	10
d [mm]	115	d [mm]	595	d [mm]	595
I <sub>p</sub> [mm <sup>4</sup> ]	8166.666667	I <sub>p</sub> [mm <sup>4</sup> ]	20833.33333	I <sub>p</sub> [mm <sup>4</sup> ]	25000
<b>Inertie</b>		<b>Inertie</b>		<b>Inertie</b>	
y <sub>g</sub> [mm]	40.23809524	y <sub>g</sub> [mm]	289.9731664	y <sub>g</sub> [mm]	162.0848375
I <sub>F</sub> [mm <sup>4</sup> ]	10009738.1	I <sub>F</sub> [mm <sup>4</sup> ]	629708658.6	I <sub>F</sub> [mm <sup>4</sup> ]	1164962347
I <sub>F</sub> [m <sup>4</sup> ]	1.00097E-05	I <sub>F</sub> [m <sup>4</sup> ]	0.000629709	I <sub>F</sub> [m <sup>4</sup> ]	0.001164962
I <sub>f</sub> [mm <sup>4</sup> ]	784326.6667	I <sub>f</sub> [mm <sup>4</sup> ]	13020833.33	I <sub>f</sub> [mm <sup>4</sup> ]	22500000
I <sub>f</sub> [m <sup>4</sup> ]	7.84327E-07	I <sub>f</sub> [m <sup>4</sup> ]	1.30208E-05	I <sub>f</sub> [m <sup>4</sup> ]	0.0000225
A [m <sup>2</sup> ]	0.00198	A [m <sup>2</sup> ]	0.0083	A [m <sup>2</sup> ]	0.0088

## Annexe C

# Calcul des charges concentrées pour le modèle poutre

Les trois traverses ont pour cotes respectivement 0,3, 2,32 et 5,295 *m*. Les cotes des milieux de ces zones sont donc à 1,31 et 3,81 *m*. Ainsi, les charges sont transférées aux éléments de la façon suivante :

- Traverse inférieure : cote comprise entre 0 et 1,31 *m* ;
- Traverse intermédiaire : cote comprise entre 1,31 et 3,81 *m* ;
- Traverse supérieure : cote comprise entre 3,81 et 5,445 *m* ;

Les zones qui se reportent à chaque traverse représentent un certain pourcentage de la hauteur de la porte :

- Traverse inférieure :  $\frac{1,31-0}{5,445} = 24\%$  ;
- Traverse intermédiaire :  $\frac{3,81-1,31}{5,445} = 46\%$  ;
- Traverse supérieure :  $\frac{5,445-3,81}{5,445} = 30\%$  ;

Horizontalement, nous avons un raidisseur ou une aiguille tous les 0,8 *m*. Tous ces éléments reprennent les charges appliquées sur 0,8 *m* excepté les poteaux qui reprennent uniquement les charges appliquées sur 0,4 *m*.

Il y a 6 raidisseurs, 2 aiguilles et 2 poteaux. Puisque les poteaux reprennent deux fois moins de charges que les autres éléments verticaux, nous devons diviser les charges verticales par 9.

### Poids propre

- Traverse inférieure :  $120000 \cdot 0,24 \cdot \frac{1}{9} = 3200 \text{ N}$  ;
- Traverse intermédiaire :  $120000 \cdot 0,46 \cdot \frac{1}{9} = 6133,3 \text{ N}$  ;
- Traverse supérieure :  $120000 \cdot 0,30 \cdot \frac{1}{9} = 4000 \text{ N}$  ;

### Pression sous la traverse inférieure

La pression sous la traverse inférieure est de

$$p = \gamma_w \cdot h = 10000 \cdot 4,5 = 45000 \text{ N/m}^2.$$

Cette charge s'applique sur toutes la traverse et le bois d'étanchéité, soit une surface de

$$S = \frac{7,197 + 6,996}{2} \cdot (0,6 + 0,15) = 5,322 \text{ m}^2.$$

Ainsi, la charge appliquée à chaque intersection d'élément vertical avec la traverse inférieure est de

$$F = 45000 \cdot 5,322 \cdot \frac{1}{9} = 26611,8 \text{ N}.$$

### Pression sur le poteau tourillon

La pression agit sur le poteau tourillon jusqu'à la cote de 4,8 m. Elle vaut

- 9900  $N/m^2$  à une cote de 3,81 m ;
- 34900  $N/m^2$  à une cote de 1,31 m ;
- 45000  $N/m^2$  à une cote de 0,3 m ;

Ainsi, on applique sur le poteau tourillon au niveau de chaque traverse

- Traverse inférieure :  $\frac{45000+34900}{2} \cdot (1,31 - 0,3) \cdot (0,6 + 0,15) = 30262,1 \text{ N}$  ;
- Traverse intermédiaire :  $\frac{34900+9900}{2} \cdot (3,81 - 1,31) \cdot (0,6 + 0,15) = 42000 \text{ N}$  ;
- Traverse supérieure :  $\frac{9900}{2} \cdot (4,8 - 3,81) \cdot (0,6 + 0,15) = 3675,4 \text{ N}$  ;

## Annexe D

# Renforts locaux

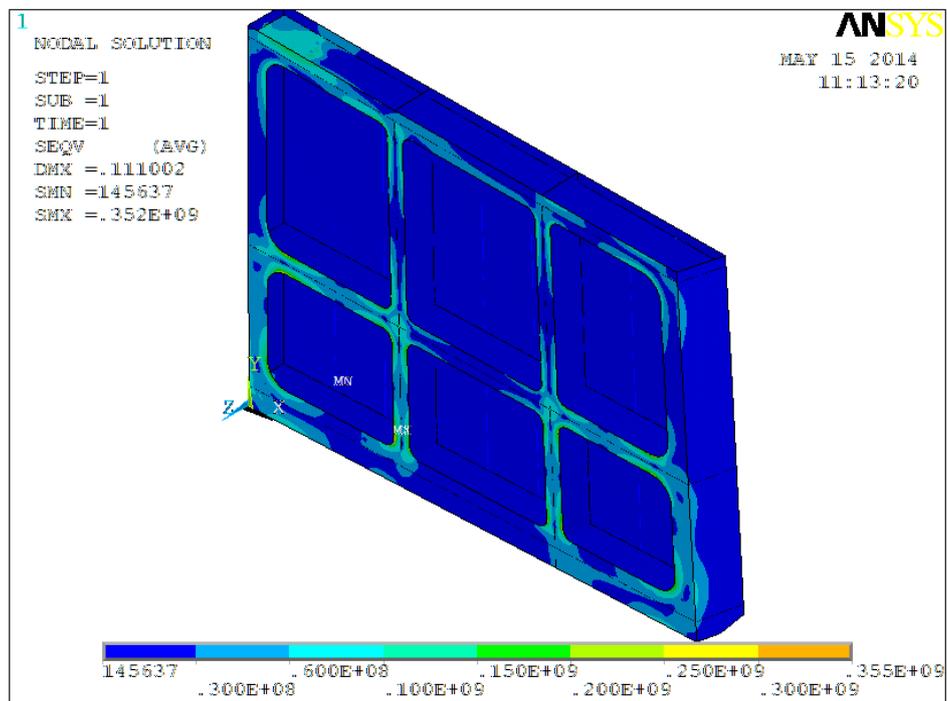


FIGURE D.1 – Contraintes de Von Mises pour le cas 1

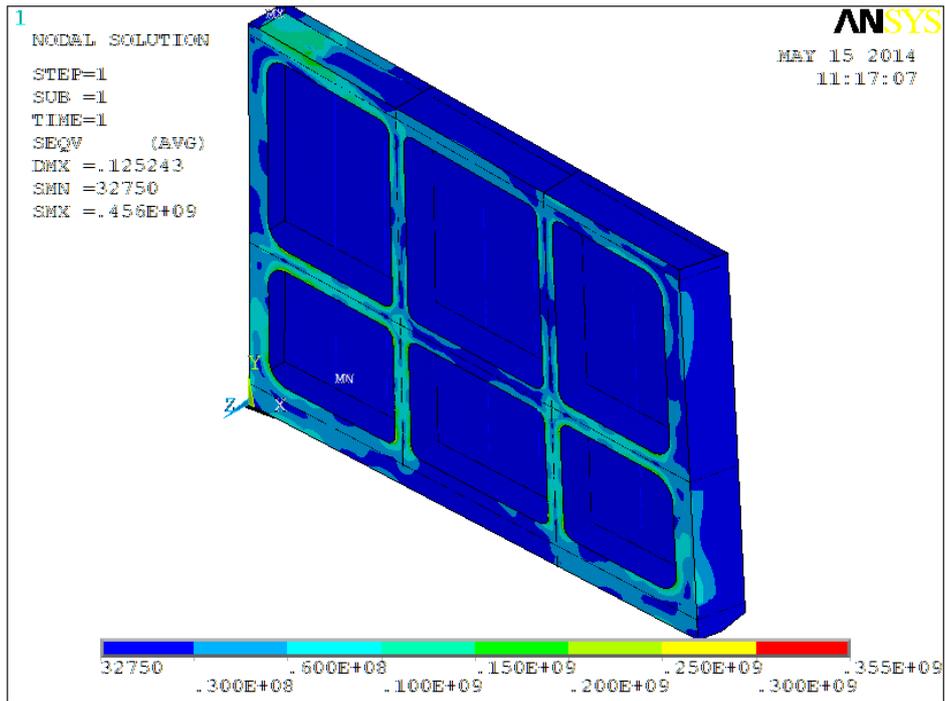


FIGURE D.2 – Contraintes de Von Mises pour le cas 2

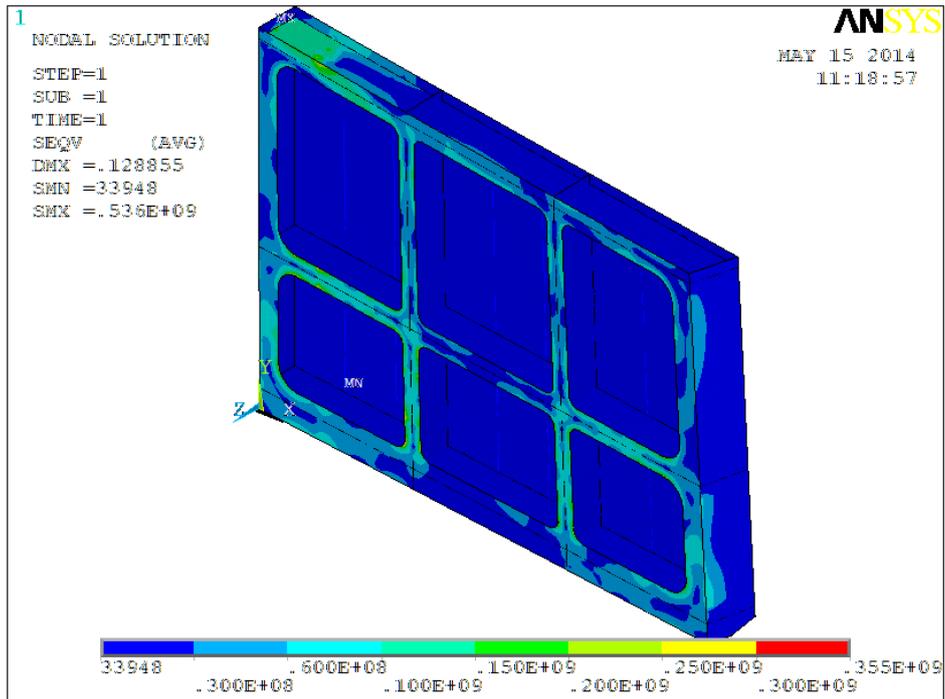


FIGURE D.3 – Contraintes de Von Mises pour le cas 3

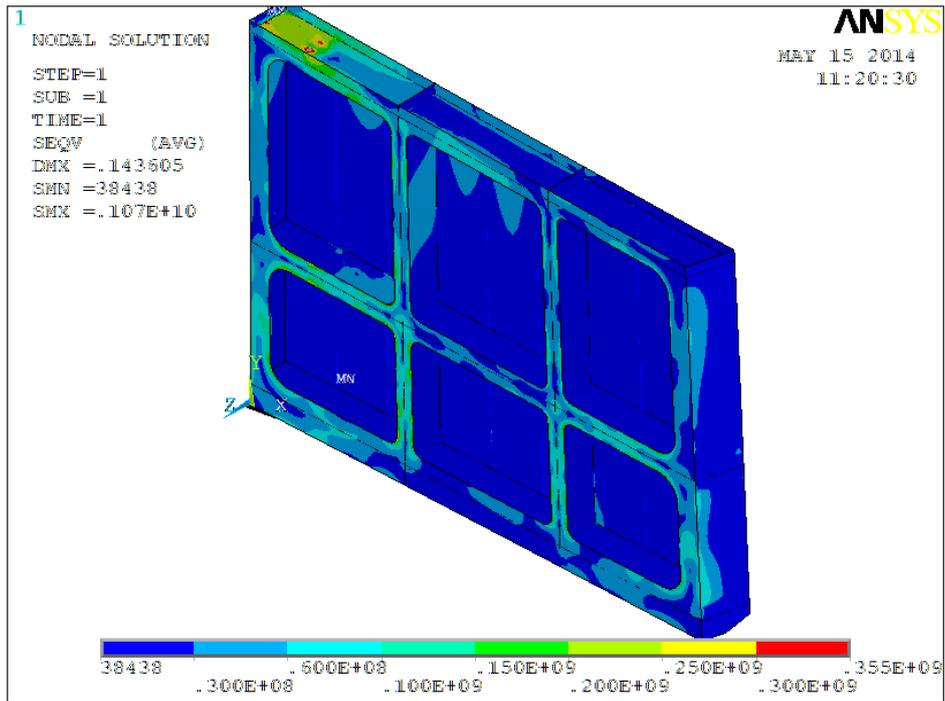


FIGURE D.4 – Contraintes de Von Mises pour le cas 4

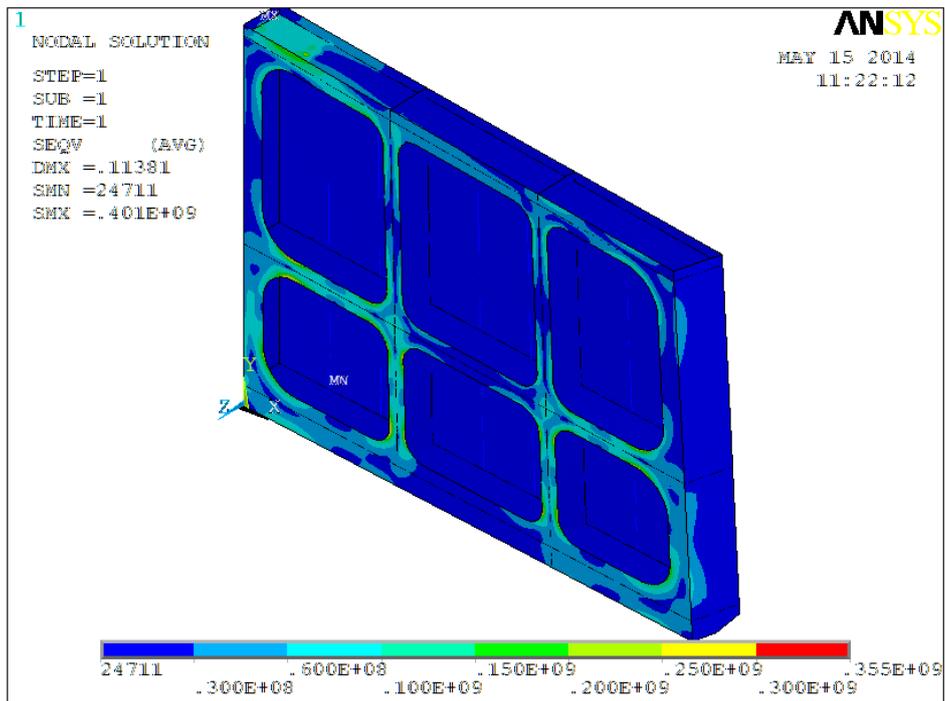


FIGURE D.5 – Contraintes de Von Mises pour le cas 5

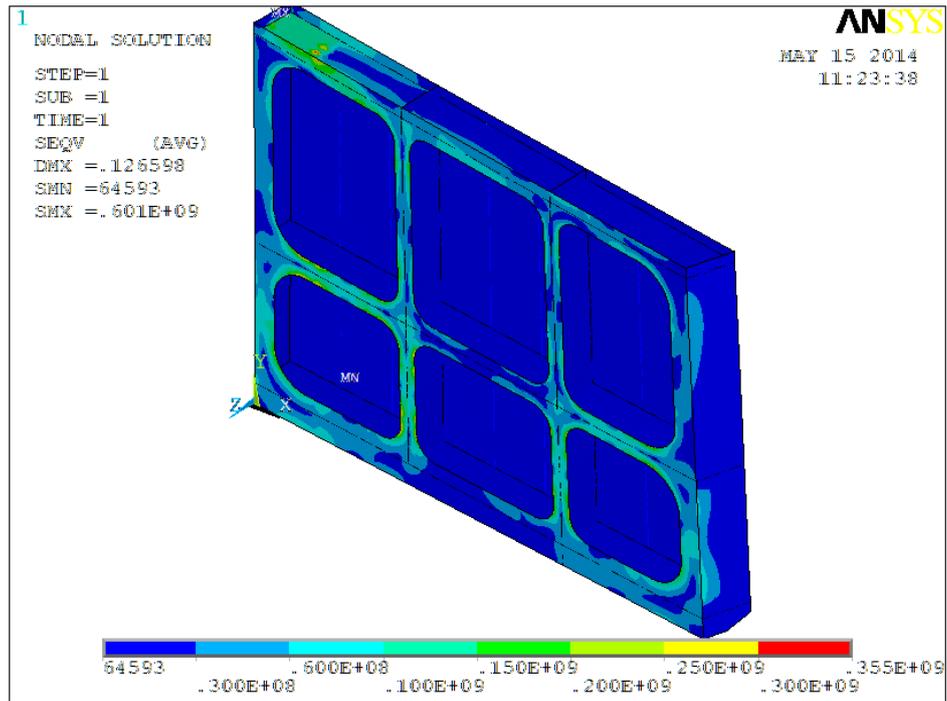


FIGURE D.6 – Contraintes de Von Mises pour le cas 6

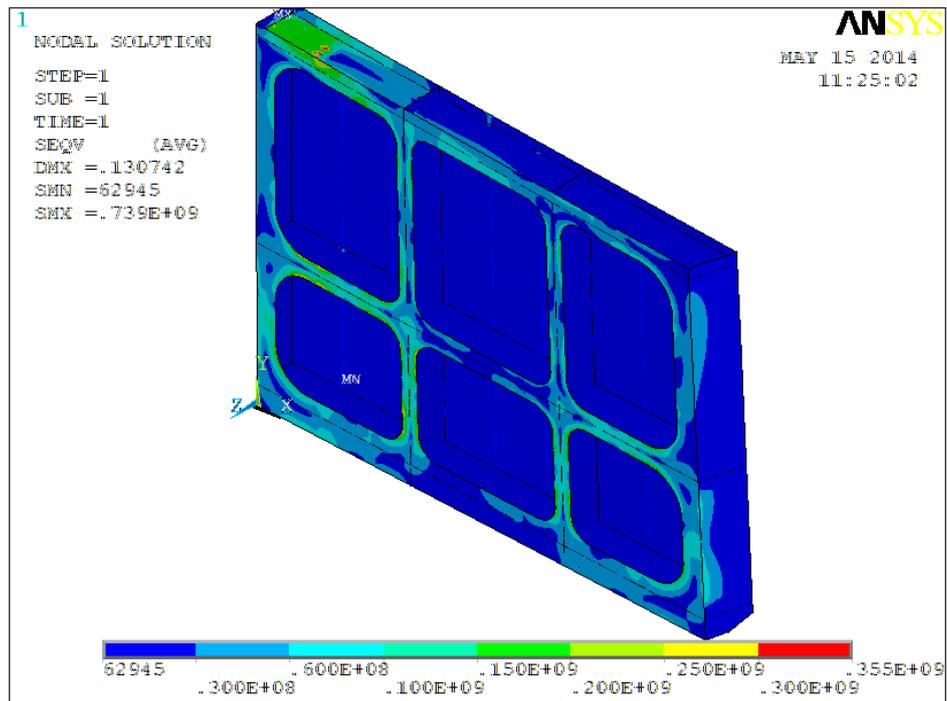


FIGURE D.7 – Contraintes de Von Mises pour le cas 7

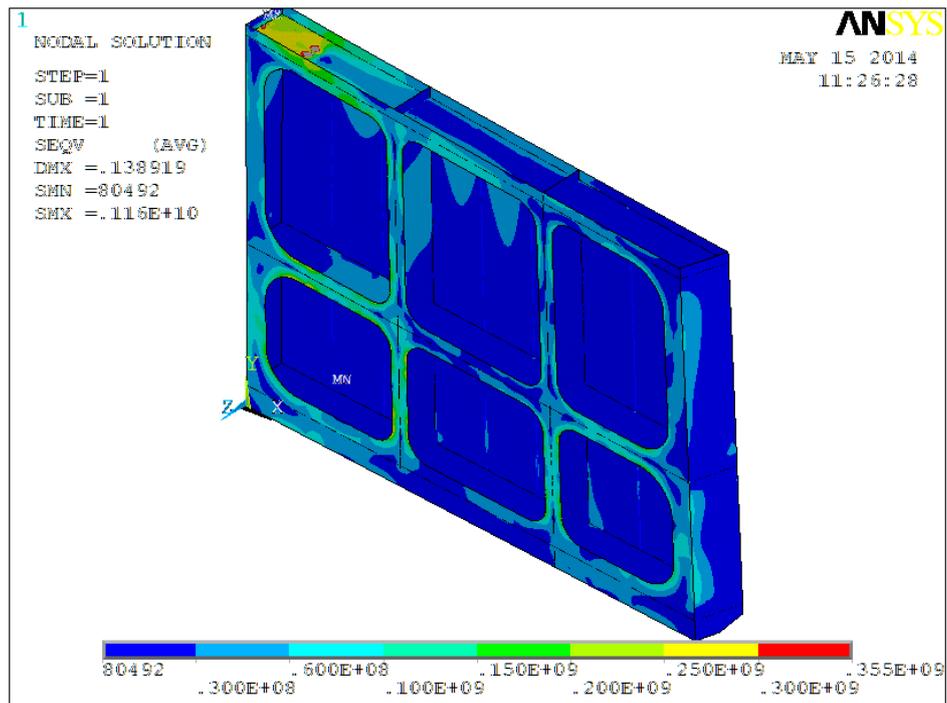


FIGURE D.8 – Contraintes de Von Mises pour le cas 8

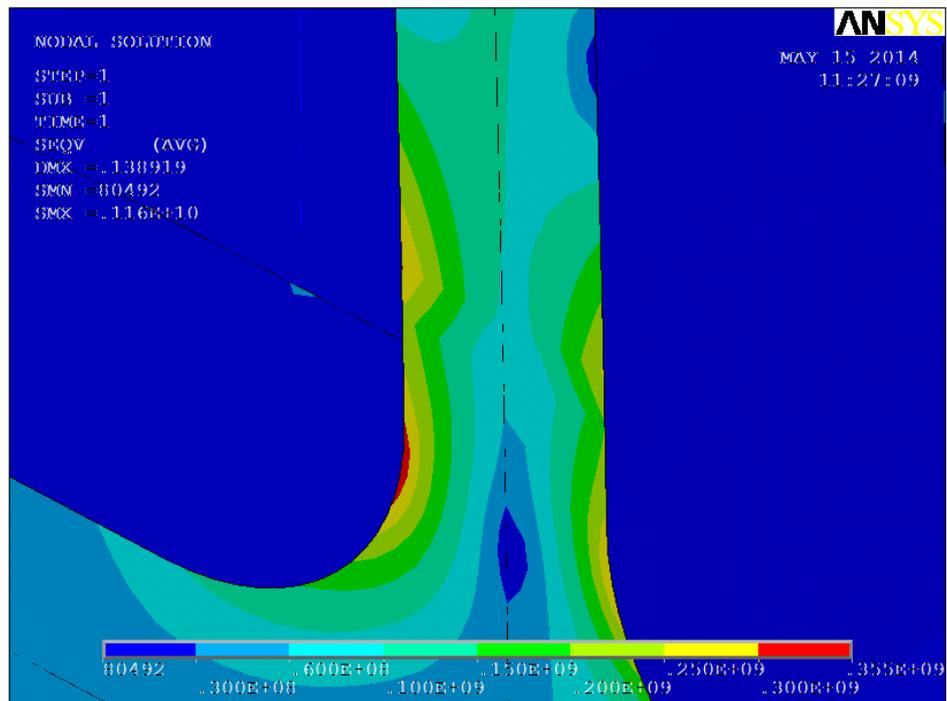


FIGURE D.9 – Influences du changement d'épaisseur sur les contraintes de Von Mises